



Alexandre Manuel Pereira Fontinhas

Licenciado em Engenharia Geológica

**Aplicação do SMR na avaliação da
estabilidade de taludes de escavação em
grauvaques da Formação de Mértola**

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

Orientador: Pedro Calé da Cunha Lamas, Prof. Auxiliar, FCT/UNL

Júri

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

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

Doutor Pedro Calé da Cunha Lamas, Prof. Auxiliar – FCT/UNL



Alexandre Manuel Pereira Fontinhas

Licenciado em Engenharia Geológica

**Aplicação do SMR na avaliação da
estabilidade de taludes de escavação em
grauvaques da Formação de Mértola**

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

Orientador: Pedro Calé da Cunha Lamas, Prof. Auxiliar, FCT/UNL

Faculdade de Ciências e Tecnologias
da
Universidade Nova de Lisboa

Setembro 2012

Aplicação do SMR na avaliação da estabilidade de taludes de escavação em grauvaques da Formação de Mértola

Copyright@Alexandre Manuel Pereira Fontinhas, 2012

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

A realização desta dissertação foi o culminar de um objetivo académico traçado, resultado de extensas horas de estudo e dedicação, só possível de alcançar graças ao apoio e suporte de diversas pessoas, a quem expresso os mais sinceros agradecimentos:

- ✚ Ao Prof. Doutor Pedro Calé da Cunha Lamas por toda a amizade e paciência demonstrada durante estes anos e por ter sido incansável na orientação desta dissertação, bem como pelo fornecimento de documentação e revisão;
- ✚ À Prof.^a Doutora Ana Paula F. da Silva pela amizade e incentivo prestado ao longo de todo o meu percurso académico;
- ✚ A todos os Professores do Departamento de Ciências da Terra por fazerem parte da minha formação, pelos princípios e conceitos, pela amizade e colaboração, cooperação e instrução ao longo dos últimos anos.
- ✚ A todos os amigos e familiares, que de uma forma ou de outra, contribuíram para tornar possível a execução deste trabalho.

A todos o meu profundo e sentido obrigado.

Aos meus pais.

RESUMO

O estudo do comportamento de taludes rochosos, tem ganho crescente relevância nas últimas décadas, pois a sua instabilização pode causar danos materiais avultados e numerosas vítimas. Estas consequências podem ser minimizadas com estudos de estabilidade dos taludes de escavação.

A presente dissertação tem como objetivo abordar os aspetos geológico-geotécnicos considerados mais importantes à estabilidade de taludes de escavação em maciços rochosos. Para alcançar tal objetivo, foi realizada uma revisão das características das descontinuidades, pois são estas estruturas os principais condicionantes dos modos de rotura em maciços rochosos. É dada especial ênfase às classificações geomecânicas, em especial à classificação para taludes rochosos de Romana (1991), o *Slope Mass Rating* (SMR), que permite quantificar as condições de estabilidade do talude.

Foi aplicada a classificação SMR em taludes de escavação de um trecho do Itinerário Complementar 33 (IC 33), na Serra de Grândola, onde se têm observado várias ocorrências de quedas e deslizamentos por rotura de blocos de diversas dimensões. Para tal, seleccionaram-se seis taludes, constituídos unicamente de grauvaques, com evidências de instabilidades recentes, que foram sujeitos a um conjunto de estudos de campo para obtenção dos parâmetros necessários e procedeu-se à recolha de amostras para ensaios em laboratório.

No final tecem-se algumas considerações sobre as medidas de estabilização dos taludes, com base nas recomendações dados por Romana (*op. cit.*), tendo em conta os valores do índice SMR obtidos.

Palavras-chave: Taludes de escavação, descontinuidades, grauvaques, *Slope Mass Rating*.

ABSTRACT

The main goal of this study focus on the behavior of rock cut slopes, which has gained increasing importance in recent decades, it is of high importance because of the potential damages caused by rock mass movements on roads. These consequences can be minimized with proper geotechnical studies of those slopes.

To achieve those objectives, a review of the main geomechanical aspects related with rock mass discontinuities, which determines the mode of failure, is made. Special emphasis is placed on geomechanical classifications, highlighting the classification of rock slopes proposed by Romana (1991), the Slope Mass Rating (SMR), that quantifies the quality of the slope in terms of stability.

The SMR classification was applied to six greywacke slopes of the Baixo Alentejo Flysch Group, in particular the Mértola Formation on Itinerário Complementar 33, in which several failure mechanisms were observed and studied.

Stabilization recommendations based on the SMR index are made for those slopes and some considerations are made.

Key-words: Rock excavation slope, discontinuities, Slope Mass Rating, greywacke

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	v
RESUMO	vii
ABSTRACT.....	ix
ÍNDICE	xi
ÍNDICE DE FIGURAS	xiii
ÍNDICE DE TABELAS.....	xv
SIMBOLOGIA.....	xvii
ABREVIATURAS	xix
1 – INTRODUÇÃO	1
2 - CARACTERÍSTICAS DAS DESCONTINUIDADES.....	3
2.1 – ORIENTAÇÃO.....	4
2.2 – ESPAÇAMENTO.....	4
2.3 – PERSISTÊNCIA.....	5
2.4 – RUGOSIDADE.....	6
2.5 – ABERTURA.....	8
2.6 – ENCHIMENTO	8
2.7 – PERCOLAÇÃO	10
2.8 – ESTADO DE METEORIZAÇÃO	10
2.9 – ANÁLISE CINEMÁTICA DE TALUDES ROCHOSOS	11
3 - CLASSIFICAÇÕES GEOMECÂNICAS DE MACIÇOS ROCHOSOS.....	17
3.1 - CLASSIFICAÇÃO RQD	19
3.2 – CLASSIFICAÇÃO RMR	23
3.3 - CLASSIFICAÇÃO SMR.....	27
3.4 - TÉCNICAS DE PROTEÇÃO E ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES	32
3.4.1 – Medidas de proteção.....	32
3.4.2 – Reforço por inclusões.....	33

3.4.3 – Reforço por betão.	35
3.4.4 – Drenagem	36
4 - CASO DE ESTUDO: TALUDES DE ESCAVAÇÃO EM GRAUVAQUES.	39
4.1 – LOCALIZAÇÃO DOS TALUDES SELECIONADOS.	39
4.2 – METODOLOGIA ADOTADA	39
4.3 – ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO.	41
5 – CARACTERIZAÇÃO REALIZADA.	43
5.1 - TRABALHOS DE CAMPO	43
5.1.1 – Dureza por resalto com martelo de Schmidt	44
5.2 - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	46
5.2.1 – Porosidade e pesos volúmicos real e aparente.	46
5.2.2 – Resistência à rotura em compressão uniaxial	50
6 - CÁLCULO DO ÍNDICE SMR.	53
6.1 - ANÁLISE CINEMÁTICA	54
6.2 - ANÁLISE DE RESULTADOS	63
7 - CONSIDERAÇÕES FINAIS.	67
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	69

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Avaliação da orientação de uma descontinuidade.	4
Figura 2.2 - Medição do espaçamento das descontinuidades a partir de uma face exposta do maciço rochoso.	5
Figura 2.3 - Exemplo de um bloco diagrama esquemático indicativo da persistência	6
Figura 2.4 - Ilustração das definições de abertura das descontinuidades	8
Figura 2.5 - Exemplo de um enchimento de quartzo encontrado na área de estudo.	9
Figura 2.6 - Mecanismos de rotura e a sua representação estereográfica	14
Figura 2.7 - Representação de uma rotura planar.	15
Figura 2.8 - Representação de uma rotura por cunha.	15
Figura 2.9 - Representação de uma rotura por tombamento	16
Figura 3.1 - Variação do RQD com a frequência das descontinuidades.	21
Figura 3.2 - Exemplo da diferença entre um fio colocado a uma altura que intersecta o intervalo médio das descontinuidades e uma linha colocada numa altura ao acaso.	22
Figura 3.3 - Recurso à técnica da <i>Scanline</i> , num talude de escavação.	22
Figura 3.4 - Gráficos para obtenção dos pesos correspondentes à resistência à rotura em compressão uniaxial, ao RQD e ao espaçamento entre descontinuidades para avaliação do índice RMR.	24
Figura 3.5 - Estimativa do módulo de deformabilidade através do índice RMR	26
Figura 3.6 - Rede metálica	33
Figura 3.7 - Aplicação de betão projetado	35
Figura 3.8 - Ilustração de um muro de suporte ancorado.	36
Figura 4.1 - Localização da área de estudo.	39
Figura 4.2 - Infografia dos afloramentos paleozoicos e pré-câmbricos na Península Ibérica.	41
Figura 4.3 - Infografia da geologia regional envolvente a área de estudo.	42
Figura 5.1 - Normalização dos valores de resalto tendo em conta diferentes ângulos de aplicações do martelo de Schmidt.	44
Figura 5.2 - Ábaco de Miller.	45
Figura 5.3 - Aspeto do desenvolvimento do ensaio para avaliação do peso volúmico e porosidade dos provetes com auxílio a bomba de vácuo.	48
Figura 5.4 - Prensa hidráulica SEIDNER.	51

Figura 6.1 -	Projeção do Talude 1 e definição das famílias de descontinuidades em rede estereográfica obtido	54
Figura 6.2 -	Análise das condições de rotura para o Talude 1.	55
Figura 6.3 -	Aspeto do Talude 1	55
Figura 6.4 -	Aspeto do Talude 2	56
Figura 6.5 -	Projeção do Talude 2 e definição das famílias de descontinuidades em rede estereográfica obtido.	56
Figura 6.6 -	Análise das condições de rotura para o Talude 2.	57
Figura 6.7 -	Rotura por cunha no Talude 3.	57
Figura 6.8 -	Projeção do Talude 3 e definição das famílias de descontinuidades em rede estereográfica obtido.	58
Figura 6.9 -	Análise das condições de rotura para o Talude 3.	59
Figura 6.10 -	Projeção do Talude 4 e definição das famílias de descontinuidades em rede estereográfica obtido.	59
Figura 6.11 -	Análise das condições de rotura para o Talude 4.	60
Figura 6.12 -	Fracturação do Talude 5	60
Figura 6.13 -	Projeção do Talude 5 e definição das famílias de descontinuidades em rede estereográfica obtido.	61
Figura 6.14 -	Análise das condições de rotura para o Talude 5.	61
Figura 6.15 -	Projeção do Talude 6 e definição das famílias de descontinuidades em rede estereográfica obtido.	62
Figura 6.16 -	Análise das condições de rotura para o Talude 6.	62

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Classificação do espaçamento entre fraturas consecutivas.	5
Tabela 2.2 - Descrição da persistência.	6
Tabela 2.3 - Classificação e perfis da rugosidade das descontinuidades	7
Tabela 2.4 - Descrição da abertura das descontinuidades.	8
Tabela 2.5 - Descrição do enchimento proposto por Bieniawski	9
Tabela 2.6 - Classificação da percolação das descontinuidades segundo Bieniawski	10
Tabela 2.7 - Estado de meteorização para maciços rochosos	11
Tabela 2.8 - Classificação do estado de meteorização das paredes das descontinuidades.	11
Tabela 3.1 - Estimativa da resistência à rotura em compressão uniaxial do material rochoso	18
Tabela 3.2 - Classificação dos maciços rochosos com base no RQD	20
Tabela 3.3 - Classificação geomecânica - RMR básico	24
Tabela 3.4 - Classificação da condição das descontinuidades – RMR.	25
Tabela 3.5 - Fatores corretivos consoante as orientações das descontinuidades, para escavação em diferentes tipos de obras geotécnicas.	25
Tabela 3.6 - Classes de maciços – RMR	26
Tabela 3.7 - Resumo da classificação SMR.	29
Tabela 3.8 - Caracterização das classes de SMR.	30
Tabela 3.9 - Recomendações de medidas de contenção para cada classe de estabilidade.	31
Tabela 3.10 - Tipos de medidas de estabilização com base no índice SMR.	32
Tabela 3.11 - Instruções para instalação de pregagens em taludes.	34
Tabela 4.1 - Resumo dos dados obtidos para os taludes	40
Tabela 5.1 - Cálculo da frequência das descontinuidades.	43
Tabela 5.2 - Valores obtidos pelo ensaio de dureza por ressalto com martelo de Schmidt	46
Tabela 5.3 - Dimensões dos provetes, peso volúmico aparente e porosidade.	49
Tabela 5.4 - Resumo dos ensaios efetuados em laboratório para obtenção da resistência à compressão	51
Tabela 5.5 - Valores de resistência à compressão uniaxial adotados para o cálculo do índice RMR dos taludes estudados.	52
Tabela 6.1 - Correlação entre o valor de P_r e o ângulo de atrito das descontinuidades	53
Tabela 6.2 - Resumo das orientações das descontinuidades e potenciais mecanismos de rotura por elas causados pelas mesmas	63
Tabela 6.3 - Cálculo do índice RMR	63

Tabela 6.4 - Cálculo do índice SMR e obras de estabilidade propostas por Romana (1993). . 64

SIMBOLOGIA

Letras latinas:

A	- área;
E_m	- módulo de deformabilidade do maciço rochoso;
F	- força aplicada na rotura (ensaio de compressão uniaxial);
n	- porosidade;
n_a	- porosidade aparente ou acessível à água;
P	- peso da amostra;
P_1	- p. do provete seco;
P_2	- p. do provete saturado imerso;
P_3	- p. do provete saturado emerso;
P_s	- p. do esqueleto sólido;
P_w	- p. da água;
R_L	- valor do ressalto do martelo de Schmidt do tipo L;
S	- espaçamento médio entre descontinuidades;
V	- volume total da amostra;
V_s	- volume do esqueleto sólido;
V_v	- volume de vazios da amostra;
W	- estado de meteorização;

Letras gregas:

α_j	- direção da descontinuidade;
α_s	- direção do talude;
β	- inclinação das descontinuidades em relação à vertical;
β_j	- inclinação da descontinuidade;
β_s	- inclinação do talude;
δ	- direção do plano;
ϕ	- resistência ao deslizamento das descontinuidades;
γ	- peso volúmico;
γ_a	- peso volúmico aparente;

- λ - frequência média das descontinuidades por metro linear;
- σ_c - resistência à rotura em compressão uniaxial;

ABREVIATURAS

BP	- Batólito de Pedroches;
CPP	- Cobertura pós-paleozoica;
<i>et al.</i>	- <i>et alia</i> (e outros);
FBA	- <i>Flysch</i> do Baixo Alentejo;
FCT/UNL	- Faculdade de Ciências e Tecnologia / Universidade Nova de Lisboa;
IC	- Itinerário Complementar;
ISRM	- <i>Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas</i> ;
MI	- Maciço Ibérico;
MR	- Maciço Rochoso;
<i>Op. cit.</i>	- <i>opus citatum</i> (a obra citada);
RMR	- <i>Rock Mass Rating</i> ;
RQD	- <i>Rock Quality designation</i> ;
SMR	- <i>Slope Mass Rating</i> ;
ZCI	- Zona Centro Ibérica;
ZOM	- Zona de Ossa Morena;
ZSP	- Zona Sul Portuguesa;

1 - INTRODUÇÃO

A presente dissertação enquadra-se no Mestrado em Engenharia Geológica (Geotecnia), da Faculdade de Ciências e Tecnologia (FCT) da Universidade Nova de Lisboa (UNL) e pretende abordar os aspetos geomecânicos envolvidos no comportamento de taludes de escavação em maciços rochosos. No caso particular das vias de comunicação, as exigências de traçado obrigam nos dias de hoje à escavação de taludes de grandes dimensões que, com o tempo, poderão vir a apresentar sinais de instabilidade. A literatura apresenta diversas abordagens para determinação das características geológicas e geomecânicas dos maciços rochosos, referindo-se à importância e influência que o estudo das discontinuidades, termo comumente usado para definir quaisquer superfícies mecânicas que ocasionem a interrupção da continuidade de uma rocha, tem na compreensão dos mecanismos de rotura de um talude rochoso. As implicações de possíveis roturas podem ser pequenas e locais ou, pelo contrário, assumir grandes proporções, com consequências por vezes gravosas e onerosas.

Para além de outras metodologias, a avaliação das condições de estabilidade de taludes pode ser efetuada através de métodos empíricos, como as denominadas classificações geomecânicas, mais especificamente os sistemas RMR, *Rock Mass Rating* (Bieniawski, 1989) e SMR, *Slope Mass Rating* (Romana, 1993). Estas consideram em geral, um conjunto de parâmetros geotécnicos tais como a resistência à rotura em compressão uniaxial do material rocha e um amplo conjunto de características das discontinuidades que compartimentam o maciço: atitude, espaçamento, abertura, enchimento, persistência, rugosidade, entre outros.

Esta dissertação teve como principal objetivo analisar as condições de estabilidade de taludes de escavação, recorrendo para tal ao índice SMR. Para o efeito, foi necessário estudar as características mecânicas e estruturais de maciços rochosos que constituem seis taludes de escavação sobranceiros ao Itinerário Complementar 33 (IC33), entre Grândola e Santiago do Cacém. O maciço cortado pela via está integrado no Grupo do *Flysch* do Baixo Alentejo (FBA), mais propriamente na Formação de Mértola, a qual é composta principalmente por xistos e grauvaques. Optou-se pela seleção de taludes escavados quase exclusivamente em grauvaque, pois a classificação SMR não se aplica a maciços xistentos. Estes taludes apresentam-se com evidências de instabilidade, podendo-se observar a existência de cunhas e blocos destacados, assim como a colmatação das valas de drenagem no pé do talude.

Na parte final e concluindo o objetivo principal do trabalho, são expostos os índices SMR obtidos para os taludes estudados, assim como propostas técnicas de contenção a utilizar de modo a prevenir futuras instabilidades.

Os temas abordados nesta dissertação foram organizados em seis capítulos, para além da presente Introdução.

No Capítulo 2 são descritas todas as características das discontinuidades e a sua influência, fundamentais à compreensão do comportamento do maciço rochoso.

No Capítulo 3 apresenta-se uma breve evolução das classificações geomecânicas, e são explicados em detalhe os índices de qualidade RMR e SMR, e expõem-se algumas técnicas de contenção para maciços rochosos.

No Capítulo 4 localiza-se a área de estudo e os taludes selecionados e a metodologia utilizada. É feita uma breve referência à geologia local, assim como ao clima.

No Capítulo 5 apresentam-se os ensaios realizados em laboratório e no campo, determinando para as amostras de rocha recolhidas no terreno, a resistência à rotura em compressão uniaxial (martelo de Schmidt e prensa de compressão uniaxial), o peso volúmico aparente (pesagem hidrostática e do provete regular) e a porosidade.

No Capítulo 6 é efetuada uma análise de estabilidade utilizando para o efeito, gráficos e tabelas ilustrativas e é calculado o índice SMR para cada talude e, baseadas neste, são referidas as soluções de contenção a utilizar.

Por fim, o Capítulo 7 contempla as considerações finais do trabalho desenvolvido.

2 - CARACTERÍSTICAS DAS DESCONTINUIDADES

É importante definir primeiro o termo descontinuidade e qual a sua importância. Segundo Priest (1993), uma descontinuidade é qualquer quebra mecânica ou fratura presente num maciço rochoso, sendo importante qualificar a sua origem, podendo ser natural ou artificial; neste último caso devido ao desmonte do material rocha por explosivos. A importância das descontinuidades assenta no facto de serem elas que governam em regra o comportamento mecânico do maciço pois são as estruturas menos resistentes, designadamente nas situações de rotura relacionadas com deslizamentos verificados ao longo de superfícies de anisotropia bem definidas (Rocha, 1981). A caracterização das descontinuidades e o estudo da intensidade de fracturação de maciços rochosos é muito importante para se entender o comportamento do maciço antes, durante e depois da escavação (Priest e Hudson, 1983).

Na opinião de Romana (1993) um sistema de classificação fiável baseado no comportamento geomecânico dos taludes tem de ter em conta os seguintes aspetos:

- (i) Características globais do maciço rochoso (incluindo a frequência das descontinuidades e as condições de percolação da água).
- (ii) Diferença de direções entre a face do talude e a das descontinuidades.
- (iii) Diferença entre o ângulo de inclinação das descontinuidades e o do talude, característica de que depende o facto de as descontinuidades emergirem à face do talude, condição necessária para rotura planar e/ou rotura por cunha.
- (iv) Relação entre ângulo de inclinação das descontinuidades e ângulo de atrito (para rotura planar e/ou por cunha).
- (v) Relações entre a resistência ao corte, com o ângulo de atrito das descontinuidades (para a rotura por tombamento).

As principais características das descontinuidades com implicações no comportamento geotécnico dos maciços fissurados são, segundo a ISRM (1978), Priest (1993) e Hoek & Bray (1981), a orientação, o espaçamento, a persistência, a rugosidade, o enchimento e a abertura. Para além destas, é também importante referir o contributo da percolação nas descontinuidades e o estado de meteorização das respetivas paredes.

2.1 – ORIENTAÇÃO

A avaliação da atitude das discontinuidades (Figura 2.1), que é normalmente definida por dois parâmetros (direção e inclinação), permite identificar as famílias de discontinuidades ou discontinuidades singulares, que são determinantes no estudo dos problemas de estabilidade. A informação sobre a direção e inclinação das discontinuidades pode ser obtida através de diversos métodos, podendo ser determinadas a partir de amostras e furos de sondagens. Outro método mais expedito e simples é a medição da orientação através de uma bússola com inclinómetro na face do talude. Ao fazer-se a análise da distribuição das discontinuidades num maciço rochoso, pode-se verificar que existem vários conjuntos com orientações distintas, mas apresentando uma certa regularidade podendo, assim, recorrendo ao auxílio de redes de projeção estereográfica agrupar as discontinuidades em famílias (ISRM, 1978), bem como avaliar a representatividade destas últimas. No caso de ocorrer a compartimentação geral do maciço devido a um grande número de discontinuidades, tornando impossível a sua representação na totalidade, recorre-se à análise estatística das atitudes medidas, para se obter uma imagem do tipo de compartimentação, apresentando-se apenas atitudes representativas de cada família.

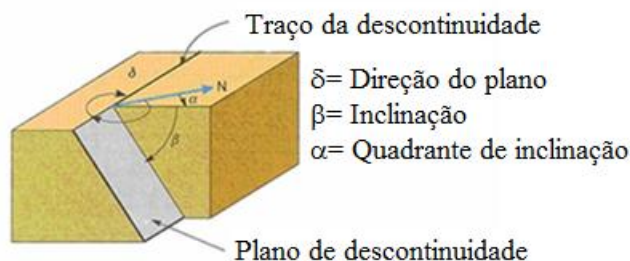


Figura 2.1 - Avaliação da orientação de uma descontinuidade (Vallejo *et al.*, 2002)

2.2 - ESPAÇAMENTO

O espaçamento pode ser definido como a distância entre descontinuidades que pertençam a uma mesma família, sendo esta distância medida ao longo de uma linha na face de um talude, da parede de um túnel, ou do eixo de um testemunho de uma sondagem. O espaçamento é o inverso da frequência, segundo Priest e Hudson (1976), a qual pode ser definida como o número de descontinuidades por metro.

O espaçamento é relevante na determinação do comportamento geomecânico dos maciços rochosos, influenciando também a permeabilidade do maciço e as suas características de

percolação (ISRM, 1981). A medição do espaçamento das discontinuidades tem como objetivo a determinação da dimensão dos blocos em que o talude se encontra compartimentado, estando este parâmetro relacionado com a sua estabilidade, pois as forças que atuam na instabilização dos blocos estão dependentes dos seus volumes (Giani, 1992).

A medição do espaçamento entre discontinuidades da mesma família (Figura 2.2), deve ser efetuada seguindo as recomendações propostas pela ISRM (1981) para a sua correta avaliação, apresentando também uma terminologia para a sua caracterização (Tabela 2.1).

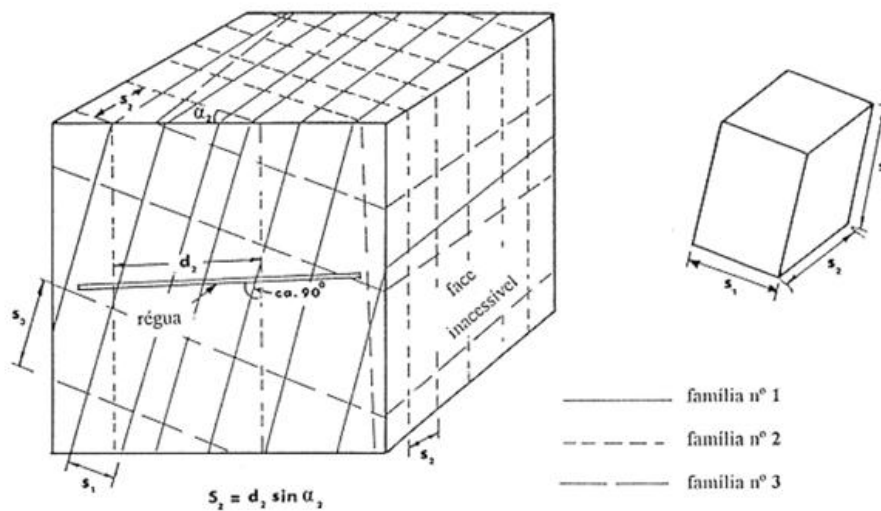


Figura 2.2 - Medição do espaçamento das discontinuidades a partir de uma face exposta do maciço rochoso (ISRM, 1978)

Tabela 2.1 - Classificação do espaçamento entre fraturas consecutivas (ISRM, 1981)

Intervalos (cm)	Simbologia	Designação
> 200	F ₁	Muito afastadas
60 – 200	F ₂	Afastadas
20 – 60	F ₃	Mediamente afastadas
6 – 20	F ₄	Próximas
< 6	F ₅	Muito próximas

2.3 - PERSISTÊNCIA

A persistência pode ser definida como a extensão de uma discontinuidade medida num plano, sendo um dos parâmetros que mais influenciam o comportamento mecânico e hidráulico do maciço rochoso. É a característica mais difícil de determinar, principalmente quando as discontinuidades se prolongam para o interior do talude. A persistência condiciona a estabilidade do talude, influenciando as definições das dimensões do material rochoso que

está presente nos processos de instabilidade, influenciando também os valores da permeabilidade do maciço (Hoek e Bray, 1981).

Segundo Vallejo *et al.* (2002) as descontinuidades mais extensas devem ser alvo de um estudo pormenorizado, devido ao facto de serem estas que determinam os principais planos de rotura do maciço rochoso.

Os valores da persistência são obtidos recorrendo a uma fita graduada, medindo o comprimento do traço da superfície das descontinuidades em zonas expostas do maciço. Utiliza-se a classificação proposta pela ISRM (1981) que distingue cinco classes para esta característica (Tabela 2.2).

Tabela 2.2 - Descrição da persistência (ISRM, 1981)

Persistência	Extensão (m)
Muito pouco contínuas	< 1
Pouco contínuas	1 - 3
Continuidade média	3 - 10
Continuidade elevada	10 - 20
Continuidade muito elevada	> 20

A ISRM (1981) apresentou uma solução através de representações gráficas de blocos-diagrama para melhor representar a importância das várias famílias de descontinuidades e ser possível efetuar uma classificação para as diferentes famílias (Figura 2.3).

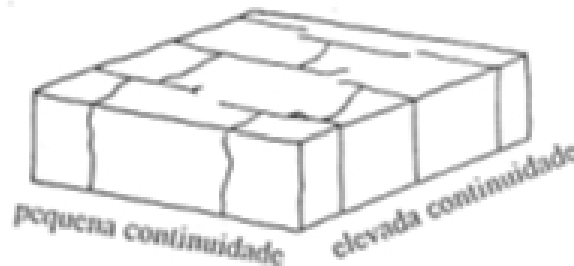


Figura 2.3 – Exemplo de um bloco diagrama esquemático indicativo da persistência (ISRM, 1981)

2.4 - RUGOSIDADE





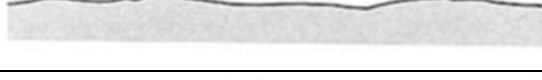
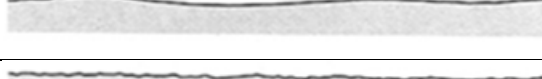
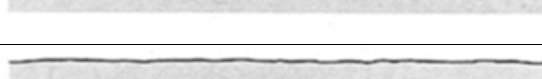
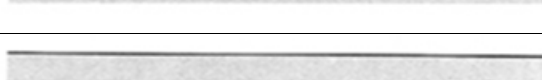
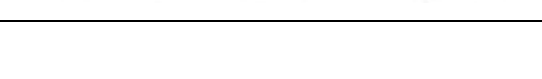
A rugosidade é representada pelas irregularidades e ondulações presentes nas superfícies das descontinuidades que condiciona, de modo determinante, a resistência ao corte das mesmas (ISRM, 1978).

A resistência ao deslizamento de uma descontinuidade é influenciada pela rugosidade, principalmente quando se encontra fechada e não apresentam movimentos prévios, visto que a rugosidade aumenta a resistência ao corte, e a sua influência na resistência ao corte das descontinuidades diminui com o aumento da abertura e/ou do enchimento ou com a ocorrência de deslocamentos anteriores (ISRM, 1981). É normal que o valor de resistência que a rugosidade fornece varie consoante a direção, logo é importante saber a direção provável do movimento para estudos de estabilidade.

Em estudos preliminares, a rugosidade das paredes das descontinuidades pode ser medida através de comparação visual destas com perfis padrão de rugosidade (ISRM, 1978). Estes perfis permitem classificar as paredes das descontinuidades primeiramente indentadas, onduladas e planares e, a uma menor escala, em rugosas, lisas ou espelhadas, sendo esta última utilizada apenas quando houver sinais evidentes de deslizamentos prévios.

A ondulação pode ter uma maior ou menor influência na resistência ao deslizamento das descontinuidades na análise da estabilidade de um talude, dependendo da sua dimensão relativa comparativamente com a da superfície potencial de deslizamento (Johnson e Degraff, 1988). Ao combinar todas estas classificações ficam-se com nove combinações possíveis de classificação da rugosidade, encontrando-se todas referidas na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 - Classificação e perfis da rugosidade das descontinuidades (adaptado de ISRM, 1978)

Classe	Descrição	Perfis
I	Rugosa ou irregular, indentada	
II	Lisa, indentada	
III	Espelhada, indentada	
IV	Rugosa ou irregular, ondulada	
V	Lisa, ondulada	
VI	Espelhada, ondulada	
VII	Rugosa ou irregular, planar	
VIII	Lisa, planar	
IX	Espelhada, planar	

2.5 - ABERTURA

A abertura consiste na distância média que separa paredes adjacentes de uma descontinuidade, sendo esse espaço preenchido por ar, água ou materiais diversos (Figura 2.4). De notar que a abertura das descontinuidades varia em função das diferentes zonas do maciço rochoso, podendo uma mesma descontinuidade apresentar abertura de vários centímetros à superfície e, em profundidade estar completamente fechada. Esta diferença está relacionada com a descompressão dos maciços rochosos, com o estado de meteorização, com a ocorrência de deslocamentos de descontinuidades que apresentam uma elevada rugosidade ou ondulação, ou com a existência de fenómenos de dissolução e de lavagem de fraturas (Andrade, 2004)

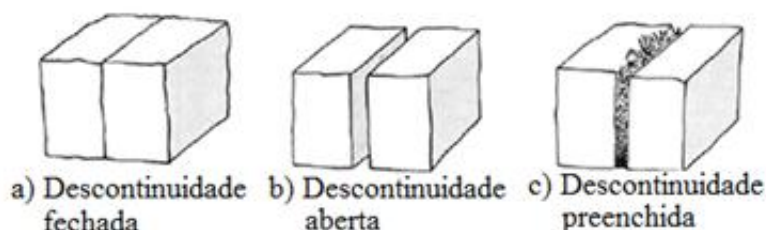


Figura 2.4 - Ilustração das definições de abertura das descontinuidades (ISRM, 1978)

A ISRM (1978, 1981) propôs que os maciços fossem classificados segundo a Tabela 2.4, sendo cada família de descontinuidade estudada individualmente e caracterizada pela média de aberturas, cuja medição da abertura feita diretamente com régua graduada.

Tabela 2.4 - Descrição da abertura das descontinuidades (ISRM, 1978)

Abertura (mm)	Descrição	Características
< 0,1	Muito apertada	Descontinuidade fechada
0,1 – 0,25	Apertada	
0,25 – 0,5	Parcialmente aberta	
0,5 – 2,5	Abertas	Descontinuidades entreabertas
2,5 – 10	Mediamente larga	
>10	Larga	
10 – 100	Muito larga	Descontinuidade abertas
100 – 1000	Extremamente larga	
> 1000	Cavernosa	

2.6 - ENCHIMENTO

O enchimento é o termo utilizado para descrever o material que, preenche total ou parcialmente, o espaço entre as paredes das descontinuidades, podendo ser composto por materiais desde os mais brandos, argilosos, aos mais resistentes, como calcite ou quartzo (Figura 2.5). O enchimento é, a par da rugosidade, outro parâmetro que dita o comportamento

mecânico da descontinuidade. Segundo Pereira (1985), as descontinuidades com enchimento podem ocorrer em duas situações: o material de enchimento, ou é contemporâneo da formação das descontinuidades, ou é posterior à formação das mesmas, sendo um exemplo comum deste último caso o facto de o enchimento resultar da decomposição ou desagregação das rochas cortadas pela descontinuidade.

Uma proposta para a caracterização do enchimento foi apresentada pela ISRM (1978), a qual sugere que qualquer medição deve ser feita diretamente com régua graduada, devendo também ser efetuada uma descrição do enchimento, incluindo a identificação da mineralogia do material e do tamanho do grão, assim como indicação do teor em água e estimativa qualitativa da permeabilidade do mesmo material. Todos estes aspetos condicionam as características de percolação da água nas descontinuidades, diminuindo sensivelmente a resistência ao deslizamento das mesmas. Os enchimentos argilosos apresentam-se particularmente desfavoráveis à resistência ao corte das descontinuidades quando existe presença de água (ISRM, 1978).

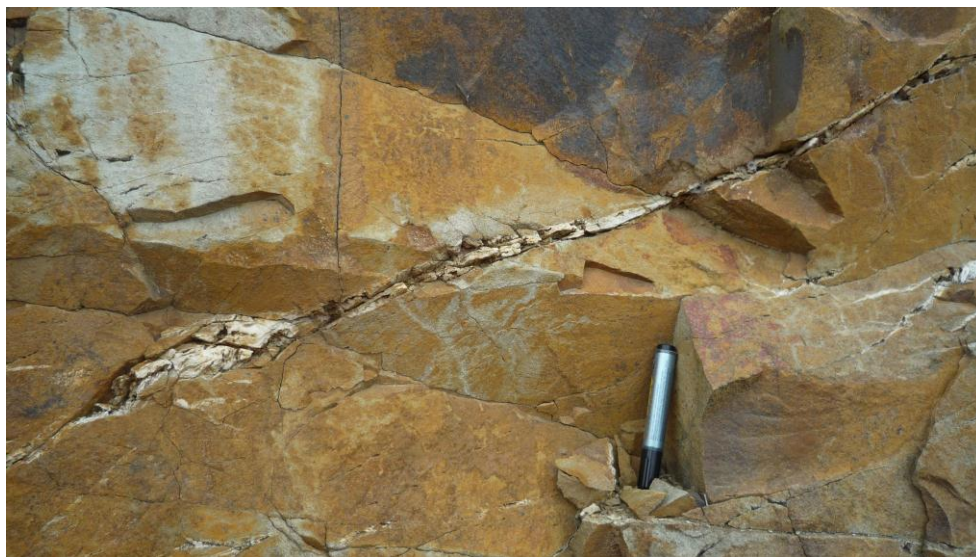


Figura 2.5 – Exemplo de um enchimento de quartzo encontrado na área de estudo

Nas observações realizadas no presente trabalho utilizou-se a classificação proposta por Bieniawski (1989) para o material de enchimento existente nas descontinuidades (Tabela 2.5).

Tabela 2.5 – Descrição do enchimento proposto por Bieniawski (1989)

Parâmetro	Descrição				
Enchimento	Nenhum	Resistente com espessura < 5mm	Resistente com espessura > 5mm	Mole com espessura < 5 mm	Mole com espessura > 5 mm

2.7 - PERCOLAÇÃO

Pode-se verificar a circulação ou a presença da água ao longo das paredes das descontinuidades. A percolação é uma das principais características que condicionam as situações de instabilidade que podem surgir associadas aos planos de descontinuidades. A observação das características de percolação nos taludes está muitas vezes dependentes da precipitação e do nível freático sendo, na opinião de Hack (1998), de difícil distinção tanto a água que percola pelas fraturas como a que escorre superficialmente. Quando se verifica a existência de percolação de água ao longo de uma descontinuidade é importante fazer-se uma estimativa do seu caudal, devendo-se fazer uma análise dos resultados obtidos com base nas condições climáticas e no conhecimento da posição dos níveis de água no interior do maciço.

Na presente dissertação, a percolação foi quantificada segundo Bieniawski (1989) conforme exposto na tabela 2.6.

Tabela 2.6 – Classificação da percolação das descontinuidades segundo Bieniawski (1989)

Parâmetro	Descrição				
Presença de água nas descontinuidades	Completamente seca	Húmido	Molhado	Escorrimento	Fluxo contínuo

2.8 - ESTADO DE METEORIZAÇÃO

A meteorização de uma rocha consiste na sua desagregação e decomposição levadas a cabo por agentes físicos e químicos naturais, que transformam essa rocha noutra produto natural, encontrando-se em equilíbrio físico-químico com o meio ambiente.

A ISRM (1978) sugere que deve ser descrito em primeiro lugar o estado de meteorização do maciço rochoso, podendo este ser avaliado diretamente no terreno, realizando-se uma observação direta do afloramento e fazendo uma comparação com as descrições padrão apresentadas na Tabela 2.7.

A meteorização dos maciços rochosos inicia-se nas paredes das descontinuidades e vai-se aprofundando progressivamente no material rocha por efeito do ar atmosférico e da água de percolação

Tabela 2.7 - Estado de meteorização para maciços rochosos (adaptado de ISRM, 1981)

Estado de meteorização	Simbologia	Descrição
São ou não meteorizado	W ₁	Não se observam sinais de meteorização; podendo haver alguma descoloração nas paredes das principais descontinuidades.
Ligeiramente meteorizado	W ₂	Mudanças na cor original da matriz rochosa, podendo a sua resistência na superfície ser ligeiramente mais baixa.
Moderadamente meteorizado	W ₃	Menos de metade do material rochoso está decomposto ou desagregado num solo.
Muito meteorizado	W ₄	Mais de metade do material rochoso está decomposto e/ou desagregado num solo.
Completamente meteorizado a decomposto	W ₅	Todo o material rochoso está muito decomposto e/ou desagregado num solo residual

. Em relação ao estudo do estado de meteorização das paredes das descontinuidades, adotou-se a classificação proposta pela ISRM (1978), ilustrada na Tabela 2.8.

Tabela 2.8 – Classificação do estado de meteorização das paredes das descontinuidades (adaptado de ISRM, 1978)

Meteorização das descontinuidades	Descrição
Sã	Não existem sinais visíveis de meteorização
Ligeiramente descoloradas	Existe uma mudança na cor original do material rocha, devendo-se indicar o grau de alteração da cor.
Moderadamente descoloradas	Rocha meteorizada num solo, mantendo-se intacta a sua estrutura, alguns ou todos os grãos minerais estão decompostos.
Muito descolorada	Rocha meteorizada num solo, mantendo-se intacta a sua estrutura. Rocha é friável, encontrando-se os grãos minerais intactos.

2.9 - ANÁLISE CINEMÁTICA DE TALUDES ROCHOSOS

A análise cinemática é utilizada para estimar a possibilidade de ocorrência de diferentes modos de rotura de um talude em meio fissurado (circular, planar, em cunha, tombamento), sendo estes definidos pela orientação das descontinuidades.

Os modos de rotura podem ser definidos como a descrição da geometria com que uma rotura ocorre (Bieniawski, 1967) e, nos maciços rochosos, estão condicionados pelo seu grau de

fracturação e pela orientação e distribuição das discontinuidades em relação ao talude. Conclui-se assim que os parâmetros de resistência das discontinuidades têm forte influência na estabilidade do talude. Os quatro modos de rotura em maciços rochosos referidos, ilustrados na Figura 2.6, encontram-se de seguida descritos:

- a) Rotura circular - Figura 2.6-a: Mais frequente em solos, podendo ocorrer em maciços rochosos muito fraturados, onde a fracturação bastante densa, tem uma orientação aleatória ou em maciços de baixa resistência, pouco competentes, apresentando um comportamento isotrópico onde a rotura não é controlada por eventuais planos de discontinuidade. Segundo Hoek (1987) uma fracturação pouco espaçada, com pressões intersticiais suficientemente elevadas, assim como uma meteorização intensa no caso dos maciços rochosos, pode causar este tipo de movimento. A massa deslocada pode ir para além da parte inferior da superfície de rotura. Nas roturas circulares as superfícies de deslizamento são muitas vezes visíveis ou podem ser inferidas pela prospeção *in situ* (Giani, 1992). As dimensões destas roturas são muito variáveis, podendo movimentar desde poucos metros quadrados de material até zonas complexas com vários hectares. A rotura circular desenvolve-se normalmente a partir de fendas de tração que se observam na parte superior do talude (Bell, 1993).

- b) Rotura planar - Figura 2.6-b: Este tipo de rotura envolve o deslocamento de massas rochosas ao longo de uma ou mais superfícies subparalelas entre si e, segundo Hoek e Bray (1981), ocorre quando a direção do plano de deslizamento é aproximadamente paralela à face do talude, podendo ter uma diferença máxima de 20°, e o ângulo de inclinação da discontinuidade ao longo do qual se dá a rotura deve ser menor que o ângulo da face do talude, permitindo que o material acima daquela deslize por gravidade, este tipo de rotura ocorre também por ação de forças como a pressão intersticial e acelerações sísmicas, sendo o volume de rocha deslocada ditado pela persistência das discontinuidades. Estas, nos casos mais extremos, podem justificar a movimentação de milhares de metros cúbicos de rocha numa só rotura. Para existir rotura é necessário que um bloco distinto se destaque, tornando obrigatória a existência de discontinuidades laterais perpendiculares à face do talude para permitir assim a livre rotura do bloco. Hoek e Bray (*op. cit.*) acrescentam que para que ocorra uma rotura planar em condições drenadas, o ângulo de inclinação do plano de deslizamento deve ser maior que o ângulo de atrito do mesmo plano. Este

tipo de rotura é raro em taludes, porque só ocasionalmente se reúnem todas as condições geométricas requeridas para a produzir, pelo que muitas vezes é considerada como um caso especial de rotura por cunha.

- c) Rotura por cunha - Figura 2.6-c: Formada por dois planos de descontinuidades com direções divergentes que, ao se intersectarem, formam um bloco em forma de cunha. Para se dar este tipo de rotura, a linha de intersecção dos dois planos deve aflorar na superfície do talude com um ângulo de inclinação superior ao ângulo de atrito das descontinuidades (Hoek e Bray, 1981). É pois uma forma de rotura típica em maciços rochosos com várias famílias de descontinuidades, cujas orientações, espaçamentos e persistências vão determinar a forma e volume da cunha. A velocidade com que ocorrem estas roturas é normalmente rápida a extremamente rápida, podendo causar danos elevados, principalmente quando o bloco se desprende de alturas elevadas.

- d) Rotura por tombamento – Figura 2.6-d: Resulta da rotação de colunas ou blocos de rocha sobre uma base fixa, tendo de existir uma família de descontinuidades paralela ou subparalela à face do talude (desvio máximo de 30° entre ambas as direções, segundo Goodman, 1989), mergulhando com inclinação contrária à do mesmo, para que se dê o tombamento para diante da face do talude (Hoek e Bray, *op. cit.*). O tombamento pode originar também deslizamentos, podendo algumas vezes existir uma inclinação progressiva do talude sem existir colapso (Varnes, 1978). O material rocha que se desprende do talude, desloca-se para a frente do mesmo, movimentando-se rapidamente pela face do talude, podendo fraturar-se, rolar e deslizar. Este movimento está relacionado com as ações da força gravítica, forças exercidas por blocos adjacentes, pela ação da coluna de água no interior das descontinuidades abertas ou pela atuação de forças tectónicas.

A análise cinemática é representada graficamente através da utilização de rede estereográfica que pode ser definida como uma rede circular utilizada para a representação dos planos de descontinuidades. Estes planos podem ser representados numa rede estereográfica como pólos ou vetores. Recorrendo à projeção estereográfica é possível definir as famílias de descontinuidades que compartimentam o talude, a partir das orientações das diversas descontinuidades medidas. Uma família de descontinuidades particular é representada através de uma nuvem de pontos, cada um representando o pólo de uma descontinuidade. Existem

várias técnicas pelas quais se pode identificar a família de descontinuidade; dando como exemplo os seguintes dois métodos:

- Escolher como orientação da família a descontinuidade dentro da nuvem de pólos com maior densidade de representação;
- Executar uma média entre a direção e inclinação das descontinuidades que se encontram dentro da nuvem dos pólos, existindo equações para este efeito (Borradaile, 2003).

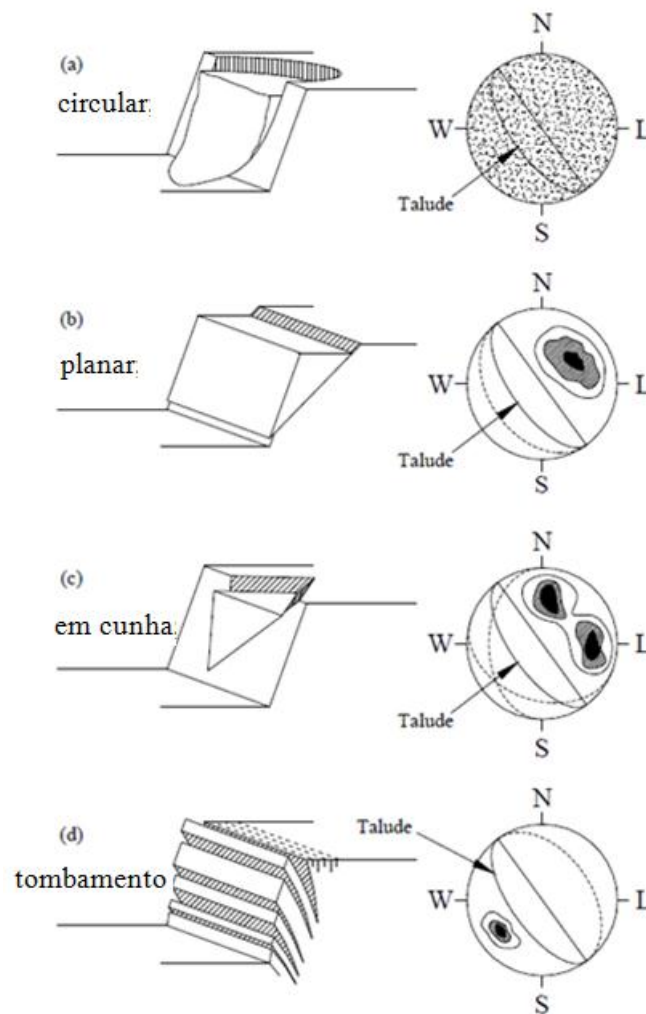


Figura 2.6 - Mecanismos de rotura e a sua representação estereográfica (Hoek e Bray, 1981)

Para avaliar o modo de rotura e qual as suas repercussões no mundo real, deve ser tomado em consideração o ângulo de atrito dos planos das descontinuidades que cortam o talude, sendo aquele representado na rede estereográfica como um círculo de ângulo igual ao ângulo de atrito (Hoek e Bray, *op. cit.*). A zona de interseção entre ângulo de atrito, plano do talude e plano da família da descontinuidade ou descontinuidades, vai dar uma zona onde existe

potencial para a rotura acontecer. Nas Figuras 2.7, 2.8, 2.9, ilustram-se as representações estereográficas dos diferentes modos de rotura.

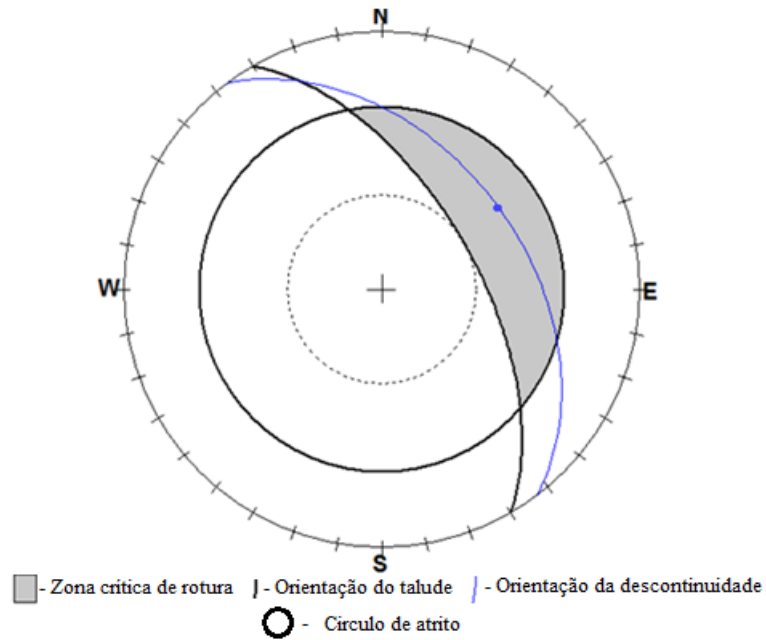


Figura 2.7 - Representação de uma rotura planar (programa RockPack III)

Se o ponto médio do plano da descontinuidade, isto é o ponto correspondente à inclinação máxima do plano da descontinuidade encontra-se dentro da zona crítica, existem condições para uma potencial rotura planar.

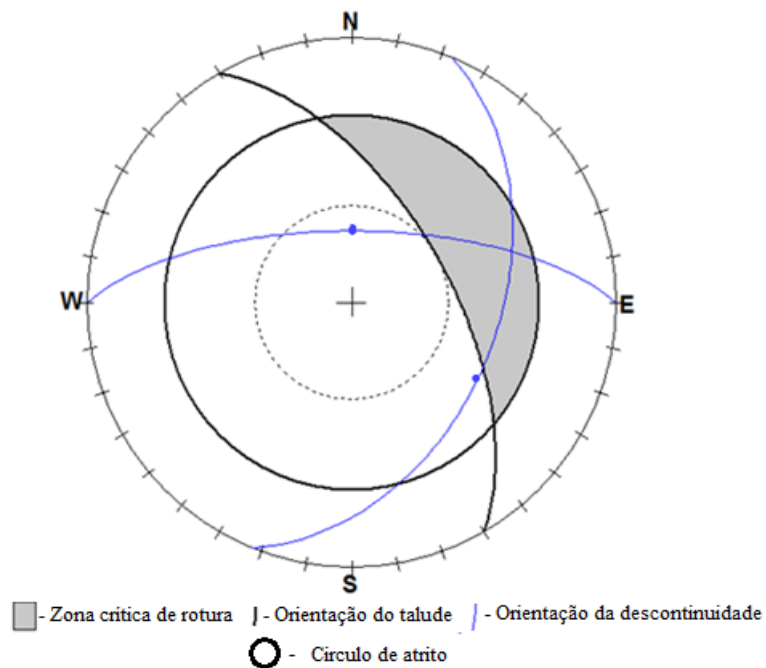


Figura 2.8 – Representação de uma rotura por cunha (programa RockPack III)

A interseção de dois planos de descontinuidades dentro da zona crítica, comprova a possibilidade de ocorrer rotura por cunha.

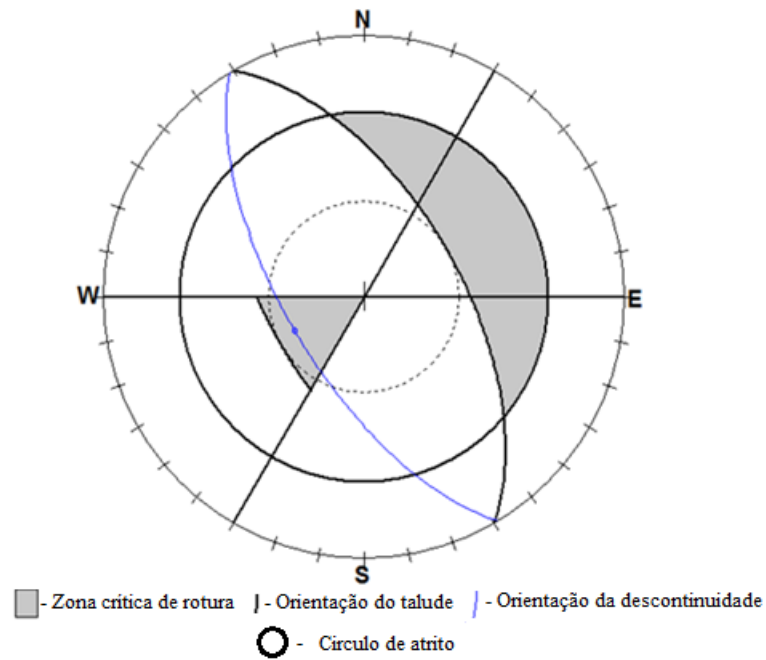


Figura 2.9 – Representação de uma rotura por tombamento (programa RockPack III)

A possibilidade para a ocorrência de um tombamento existe quando o ponto de maior inclinação da descontinuidade se encontra na zona triangular.

3 - CLASSIFICAÇÕES GEOMECÂNICAS DOS MACIÇOS ROCHOSOS

As classificações geomecânicas para maciços rochosos surgiram devido à necessidade de, durante as fases iniciais de um projeto de engenharia, se conhecer as características e comportamento dos maciços com base em índices de qualidade proporcionando estimativas das obras de contenção a implementar, obtendo-se por métodos empíricos valores de resistência e deformabilidade aproximados do maciço. Segundo Hoek (2007) estas classificações revestem-se de grande benefício em fase de estudos preliminares, onde ainda é escassa a informação do maciço rochoso. Pode-se afirmar que o objetivo da classificação dos maciços rochosos é o processamento de informação sobre as propriedades do material rocha, as características das descontinuidades e a geometria prevista para a escavação, de modo a obter valores que ajudem à tomada de decisões (Priest, 1993).

Segundo Bieniawski (1973, 1975, 1976, 1978, 1979, 1984 e 1989) os parâmetros a utilizar para classificações geotécnicas devem ser obtidos a partir de observações e ensaios simples e práticos para que a interpretação seja clara e facilmente utilizável por qualquer pessoa e devem ser relevantes para a caracterização do maciço rochoso. Como exemplo, na classificação de Piteau (1970), este autor desenvolveu uma Tabela onde se estima a resistência à compressão uniaxial aproximada do material rochoso, recorrendo a técnicas expeditas, prescindindo de ensaios laboratoriais (Tabela 3.1).

Em resumo, para o estabelecimento de uma classificação geomecânica, há que procurar definir, caracterizar, correlacionar e quantificar parâmetros geomecânicos do maciço rochoso, isto é, sistematizar um conjunto de elementos geotécnicos que interessa caracterizar num determinado maciço rochoso.

A aplicação de qualquer classificação geomecânica implica, segundo Rocha (1976) o zonamento do maciço, ou seja, a decomposição em zonas com propriedades suficientemente diferenciadas de modo a possibilitar o dimensionamento de soluções de suporte específicas para cada zona.

Tabela 3.1 – Estimativa da resistência à rotura em compressão uniaxial do material rochoso (Piteau, 1970)

Classificação	Resistência à rotura em compressão uniaxial (MPa)	Avaliação da dureza no campo
Muito resistente	100	Rocha muito dura; é necessário mais de uma pancada com martelo de geólogo para quebrar a amostra
Resistente	50 - 100	Rocha dura; a amostra quebra-se com uma pancada de martelo de geólogo
Medianamente resistente	12,5 - 50	Rocha branda; pancadas com o bico do martelo de geólogo deixam marcas de 5mm
Medianamente fraca	5,0 - 12,5	Rocha demasiado dura para partir um provete à mão
Pouco resistente	1,25 - 5,0	Rocha muito branda; esmigalha-se sob pancadas com o bico do martelo de geólogo
Rocha muito pouco resistente ou solo duro	0,60 - 1,25	Rocha quebradiça; fragmenta-se na mão com dificuldade

É no entanto importante compreender as limitações da utilização das classificações geomecânicas (Palmstrom, 1985), não substituindo o seu uso a realização de ensaios mais elaborados que fornecem uma informação detalhada da resistência *in situ* do maciço rochoso. Contudo, em fase preliminar de um projeto de obra, este tipo de informação pode não estar disponível. Em fases mais avançadas do projeto, por seu lado, podem-se utilizar as classificações geomecânicas para auxiliar na análise do maciço rochoso, sendo que a caracterização das descontinuidades é o principal fator quando se está a tratar da estabilidade de escavações tanto, subterrâneas como a céu aberto (Hoek e Brown, 1990).

Fernandes (2000) refere que as classificações geomecânicas para maciços rochosos foram propostas inicialmente para escavações subterrâneas, como são os casos das classificações de Terzaghi (1946), Lauffer (1958), Deere *et al.*(1967) mas, diante da necessidade de se criarem novas formas de classificação para diferentes intervenções, outros sistemas foram desenvolvidos por autores mais recentes como Wickham *et al.* (1972), Bieniawski (1973), Barton *et al.* (1974), Rocha (1976) e Romana (1985), existindo algumas diferenças entre as diversas classificações, podendo-se as duas últimas aplicar a taludes. Para o ilustrar, foi proposta pela Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas (ISRM) e pela Sociedade Geológica de Londres uma comparação sobre a resistência das rochas entre as diversas classificações, onde se revelou alguma consistência nos valores para rochas mais resistentes e uma falta de coerência, quer na definição dos limites das classes quer nas terminologias

utilizadas pelas várias entidades e autores para as rochas de baixa resistência (de Freitas, 1993).

Segundo Hawkins (2000) a falta de consenso na terminologia da resistência das rochas resulta do hábito dos autores descreverem o material particular que estão a estudar, ao contrário de o fazerem para a generalidade das rochas. Uma consistência na descrição da resistência das rochas abaixo dos 50 MPa é importante, pois é abaixo desses valores que ocorre grande parte das escavações e obras subterrâneas. Para este trabalho adotou-se a classificação proposta por Bieniawski (1974) na sua classificação RMR, no entanto, uns anos mais tarde a ISMR (1981) propôs uma classificação da resistência da rocha num tentativa de unificar todas as diferentes classificações existentes que pretendem caracterizar a resistência da rocha.

Das principais classificações geomecânicas elaboradas, as de Bieniawski (1973) e Romana (1985) são as mais importantes para o presente trabalho pois serviram de suporte para o desenvolvimento de classificações aplicáveis a taludes rochosos. Classificações estas que são bastante afetadas pelas descontinuidades e suas características intrínsecas, realçando a sua importância no comportamento dos maciços face às solicitações que lhe são impostas pelas obras. Na verdade, e tal como referido por Oliveira (1980), são estas estruturas os principais condicionantes das propriedades dos maciços rochosos, conferindo-lhes um comportamento em termos geomecânicos muito diferente do conferido pelo material rocha.

3.1 - CLASSIFICAÇÃO RQD

Na década de 60 foi desenvolvido por Deere (1964) um índice de qualidade (RQD “Rock Quality Designation”), com o intuito de englobar num só os critérios referentes ao estudo da meteorização e da fracturação, tendo como objetivo dar um indicativo da qualidade de maciços rochosos, determinado através de testemunhos de sondagens realizadas com recuperação contínua. O RQD é um dos parâmetros mais importantes nas classificações para obtenção dos índices RMR (Priest, 1993) e pode ser definido como a percentagem determinada pelo quociente entre o somatório dos troços de amostras com comprimentos iguais ou superior a 10 cm e o comprimento total furado (equação 3.1).

$$RQD = \left(\frac{\sum \text{Comprimento do testemunho} \geq 10\text{cm}}{\text{Comprimento total}} \right) \times 100 \quad [\%] \quad (3.1)$$

O parâmetro RQD está dependente da orientação da sondagem e deve representar a qualidade do maciço *in situ*. É frequente o desenvolvimento de novas fraturas no material das amostras resultantes da descompressão ou manuseamento do material. É necessário uma observação cuidada pois este tipo de fraturas não deve ser considerado no cálculo do RQD.

Deere propôs uma classificação de maciços rochosos com base nos valores de RQD (Tabela 3.2).

Tabela 3.2 - Classificação dos maciços rochosos com base no RQD (Deere, 1967)

RQD	Qualidade do maciço rochoso
0 – 25%	Muito fraco
25 – 50%	Fraco
50 – 75%	Razoável
75 – 90%	Bom
90 – 100%	Excelente

Devido à grande utilização e aplicabilidade do índice RQD, diversos autores têm apresentado várias correlações, sendo de referir a classificação de Palmstrom (2005) que estabeleceu a relação entre o RQD e o número de descontinuidades por metro cúbico (J_v) através da equação (3.2):

$$RQD \approx 115 - 3,3J_v \quad (RQD = 0 \text{ para } J_v > 35; RQD = 100 \text{ para } J_v < 4.5) \quad (3.2)$$

Outra correlação (equação 3.3) com grande impacto foi sugerida por Priest e Hudson (1976). Nesta, através da frequência média das descontinuidades por metro linear (λ), pode-se chegar a um equivalente teórico do parâmetro RQD que quantifica o total de espaçamentos entre descontinuidades iguais ou superiores a 0,1 m. Assumindo que o espaçamento apresenta uma distribuição exponencial negativa, Priest e Hudson (*op. cit.*) propuseram a seguinte equação para se chegar ao valor do RQD teórico utilizando o espaçamento das descontinuidades:

$$RQD = e^{-0,1\lambda} (0,1\lambda + 1) \times 100 \quad \text{tal que: } \lambda = \frac{1}{S} \quad [m^{-1}] \quad (3.3)$$

Sendo que λ é definido como a frequência das descontinuidades e S como o espaçamento médio entre descontinuidades, independentemente da família a que pertençam.

Esta relação entre a frequência média das discontinuidades e o parâmetro RQD pode ser também obtida recorrendo a um gráfico (Figura 3.1) proposto por Priest e Hudson (*op. cit.*).

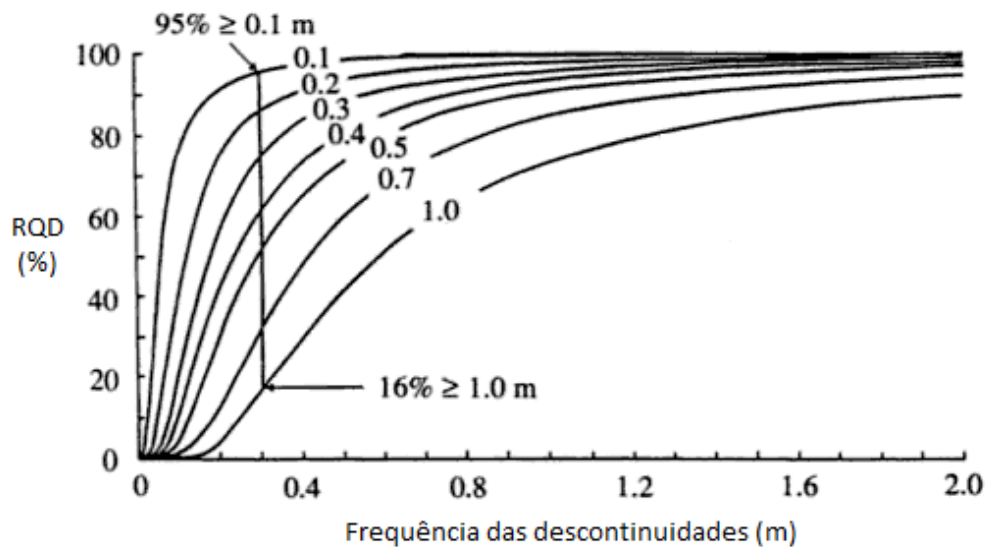


Figura 3.1 – Variação do RQD com a frequência das discontinuidades
(adaptado de Priest e Hudson, 1976)

A correlação de Priest e Hudson (*op. cit.*) é a utilizada no presente trabalho, recorrendo a uma técnica denominada *scanline* para se obter um resultado de frequência das discontinuidades. Esta técnica consiste em colocar uma linha demarcada em frente da face do talude, procurando deixa-la horizontal, e numa localização onde as discontinuidades se apresentem separadas por uma distância próxima do espaçamento médio (Figura 3.2), efetuando-se medições das distâncias entre cada fratura no local onde a linha as intersectada. Existem no entanto erros associados a esta técnica, comparativamente com medições efetuadas num tarolo de sondagem, dado que as discontinuidades observadas na face do talude podem apresentar-se em número superior e é impossível excluir, como seria ideal, as discontinuidades causadas pela meteorização (Hack, 2002). Este levantamento, mesmo com todos estes erros e problemas, é considerado por Priest e Hudson (*op. cit.*) confiável, para além de conveniente. De notar que a localização da linha de *scanline* não demonstra um erro significativo, pois a frequência média das discontinuidades irá apenas variar, segundo Priest (1993), em poucos centímetros.

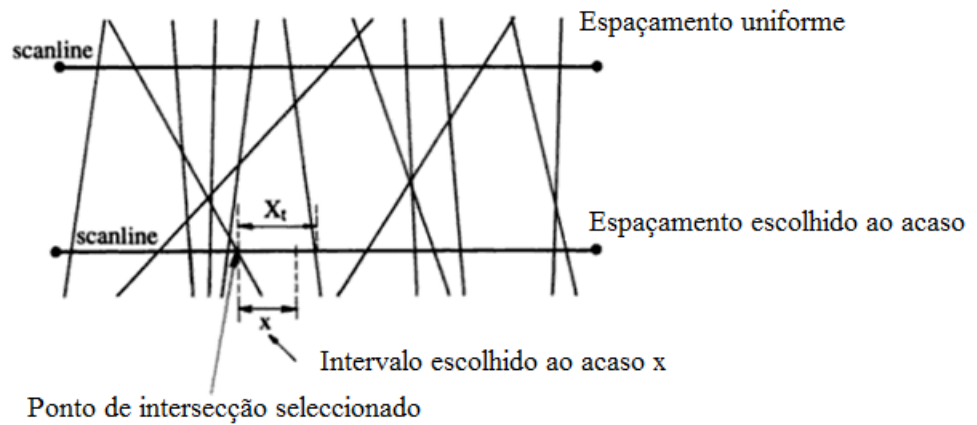


Figura 3.2 – Exemplo da diferença entre um fio colocado a uma altura que intersecta o intervalo médio das descontinuidades e uma linha colocada numa altura ao acaso (Priest, 1993)

Na presente dissertação foi utilizado a medição com auxílio à *scanline* (Figura 3.3) anotando o espaçamento entre as descontinuidades sempre que estas intersectavam a *scanline*.



Figura 3.3 – Recurso à técnica da *Scanline*, num talude de escavação

3.2 - CLASSIFICAÇÕES RMR

Outro índice de qualidade de maciços rochosos, denominado de RMR (“Rock Mass Rating”) foi proposto por Bieniawski (1973), com base em estudos desenvolvidos através da informação retirada de uma vasto número de obras subterrâneas, tendo sido refinado ao longo do tempo pela análise de um crescente número de casos práticos; devido a este facto esta classificação é executada para condições normais e não para as piores condições possíveis, pois o RMR é baseado na história de casos práticos tendo já um fator de segurança embutido.

Esta classificação baseia-se em seis parâmetros, a cada um dos quais são atribuídos pesos, e que Bieniawski (1989) considerou serem os que melhor descrevem o comportamento do maciço rochoso.

Os parâmetros a utilizar encontram-se de seguida mencionados, com os respetivos pesos relativos atribuídos:

- Resistência à rotura em compressão uniaxial da rocha intacta; 0 - 15
- RQD “Rock Quality Designation”; 0 - 20
- Espaçamento das descontinuidades; 0 - 20
- Condições das descontinuidades; 0 - 30
- Afluxo de água subterrânea ; 0 - 15
- Orientação das descontinuidades; 0 – (-50)

A Tabela 3.3 permite determinar os pesos médios relativos dos cinco primeiros parâmetros. Existem gráficos (Figura 3.4) que apresentam o valor dos pesos exatos para os três primeiros parâmetros da tabela e não uma média, devendo estes ser utilizados quando é necessário uma precisão superior para o cálculo do índice RMR, normalmente para maciços rochosos de muito má qualidade $RMR < 20$ (Bieniawski, 2007).

Quando existir uma descrição mais detalhada das condições das descontinuidades deve ser utilizada a Tabela 3.4, onde a soma dos parâmetros referidos dá o valor a utilizar. Caso não exista essa descrição, deverá ser escolhida a descrição da Tabela 3.3 mais próxima da realidade.

Tabela 3.3 - Classificação geomecânica - RMR básico (Bieniawski, 1989)

Parâmetros	Coeficientes						
Resistência à ruptura por Compressão Uniaxial (MPa)	> 250	100 – 250	50 – 100	25 – 50	5 – 25	1 – 5	< 1
Peso RMR	15	12	7	4	2	1	0
RQD (%)	90 – 100	75 – 90	50 – 75	25 – 50	< 25		
Peso RMR	20	17	13	8	3		
Espaçamento das descontinuidades	> 2 m	0,6 – 2 m	200 – 600 mm	60 – 200 mm	< 60 mm		
Peso RMR	20	15	10	8	5		
Condição das descontinuidades	Superfícies muito rugosas, não contínuas. Sem abertura. Paredes não meteorizadas	Superfícies ligeiramente rugosas. Abertura <1mm. Paredes ligeiramente meteorizadas	Superfície ligeiramente rugosas. Abertura <1mm. Paredes muito meteorizadas	Superfícies lisas ou enchimento < 5mm ou aberturas contínuas com 1-5 mm	Enchimento com > 5 mm ou aberturas contínuas com > 5 mm		
Peso RMR	30	25	20	10	0		
Presença de água nas descontinuidades	Completamente seco	Húmido	Molhado	Escorrimento	Fluxo contínuo		
Peso RMR	15	10	7	4	0		

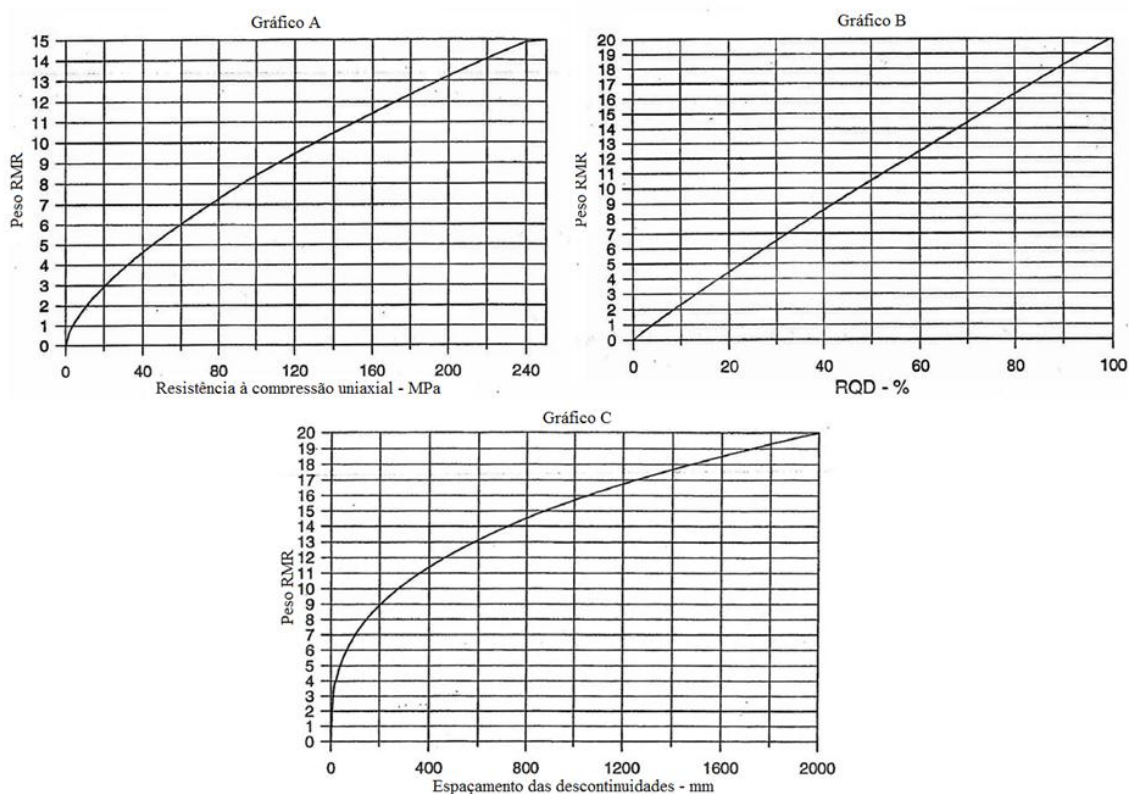


Figura 3.4 – Gráficos para obtenção dos pesos correspondentes à resistência à ruptura em compressão uniaxial, ao RQD e ao espaçamento entre descontinuidades para avaliação do índice RMR (Bieniawski, 2007)

Tabela 3.4 - Classificação da condição das descontinuidades - RMR (Bieniawski, 1989)

Parâmetros	Coeficientes				
Persistência (m)	< 1	1 - 3	3 - 10	10 - 20	> 20
Peso RMR	6	4	2	1	0
Abertura (mm)	Nenhuma	< 0,1	0,1 - 1,0	1 - 5	> 5
Peso RMR	6	5	4	1	0
Rugosidade	Muito rugoso	Rugoso	Ligeiramente Rugoso	Liso	Espelhada
Peso RMR	6	5	3	1	0
Enchimento	Nenhum	Enchimento duro < 5 mm	Enchimento duro > 5 mm	Enchimento mole < 5 mm	Enchimento mole > 5 mm
Peso RMR	6	4	2	2	0
Estado de meteorização	Sã ou não meteorizado	Ligeiramente meteorizado	Moderadamente meteorizado	Muito meteorizado	Completamente meteorizado ou decomposta
Peso RMR	6	5	3	1	0

O parâmetro “Orientação das descontinuidades” atrás referido, corresponde a um fator de ajuste ao somatório dos pesos dos restantes cinco parâmetros, designado de RMR básico. Aquele parâmetro refere-se à relação entre o sentido da escavação e a orientação das descontinuidades que compartimentam o maciço e, ao aplicá-lo, obtém-se um RMR ajustado ou corrigido (Tabela 3.5).

Tabela 3.5 - Fatores corretivos consoante as orientações das descontinuidades, para escavação em diferentes tipos de obras geotécnicas (Bieniawski, 1989)

Orientação das descontinuidades	Obras ou empreendimento	Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito Desfavorável
Ajuste RMR	Túneis	0	-2	-5	-10	-12
	Fundações	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-

Através da atribuição de pesos relativos em função das medidas obtidas em campo para cada parâmetro e somando-os, obtém-se o valor do índice RMR que varia de 0 a 100, enquadrando o maciço rochoso numa das cinco classes propostas por Bieniawski, que se encontram discriminadas na Tabela 3.6, onde são dadas também algumas correlações com valores estimados de resistência ao corte do maciço rochoso.

Tabela 3.6 - Classes de maciços - RMR (Bieniawski, 1989)

Valor do RMR	100 – 81	80 – 61	60 – 41	40 – 21	< 21
Classe	I	II	III	IV	V
Descrição	Maciço rochoso muito boa qualidade	Maciço rochoso boa qualidade	Maciço rochoso de qualidade razoável	Maciço rochoso de fraca qualidade	Maciço rochoso de muito fraca qualidade
Ângulo de atrito do maciço (°)	> 45	35 – 45	25 – 35	15 – 25	< 15
Coesão do maciço (kPa)	> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100

O valor do índice RMR tem sido utilizado para inúmeras correlações, sendo de especial interesse as propostas por Bieniawski (1978) e por Serafim e Pereira (1983) para estimativa do valor do módulo de deformabilidade (E_m) do maciço rochoso (Figura 3.5) imprescindível na concepção de projetos de obras subterrâneas, de maneira a ser possível a determinação de deformações e deslocamentos em túneis submetidos à pressão litostática e a esforços induzidos (Bieniawski, 2007).

$$\text{Bieniawski (1978): } E_m = 2 \text{ RMR} - 100 \text{ (RMR} > 50) \quad (3.4)$$

$$\text{Serafim e Pereira (1983): } E_m = 10^{\frac{\text{RMR}-10}{40}} \quad (3.5)$$

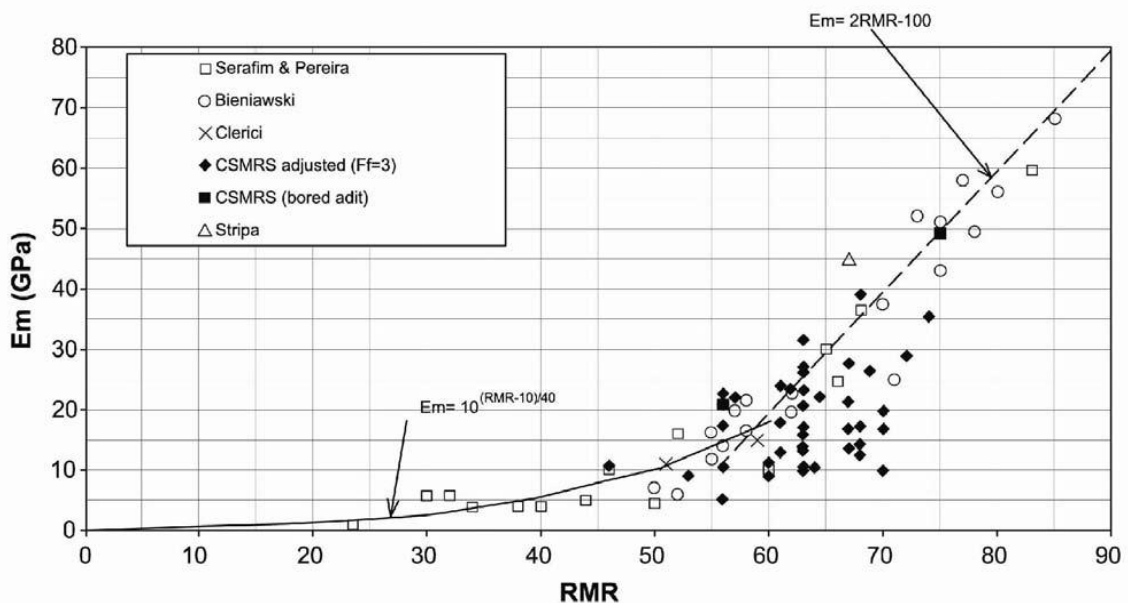


Figura 3.5 - Estimativa do módulo de deformabilidade através do índice RMR (Palmström e Singh, 2001 in Bieniawski, 2007)

Bieniawski (2007) recomendou que fossem utilizadas ambas as equações (3.4, 3.5), a primeira para maciços rochosos de média a boa qualidade e a segunda para maciços de média a fraca qualidade, obtendo-se assim um resultado mais realista, só possível devido ao excelente ajuste das equações aos dados experimentais.

3.3 - CLASSIFICAÇÃO SMR

Apesar do índice RMR ser largamente utilizado na caracterização de maciços rochosos tendo em vista escavações subterrâneas, vários autores recorreram à classificação de Bieniawski para realizarem aquela caracterização aplicada a taludes. Orr (1992 *in Romana et al.*, 2003) propôs diferentes relações entre o valor do RMR e o ângulo limite de estabilidade dos taludes. Steffen (1978 *in, op. cit.*) estudou 35 taludes e concluiu existir uma correlação estatística entre aqueles dois parâmetros. Mais tarde, Robertson (1988 *in, op. cit.*) estabeleceu as seguintes correlações dos valores RMR:

- a) RMR > 40: a estabilidade do talude está dependente da orientação e da resistência ao corte das descontinuidades;
- b) RMR < 30: a rotura dá-se ao longo de todo o maciço.

Na versão de 1976 do RMR (Bieniawski, 1976) foram incorporados pelo autor valores de ajuste com base nas orientações das descontinuidades, sendo que um erro na determinação desse ajuste poderia influenciar muito os resultados finais, tornando difícil e arbitrária a classificação do talude (Romana *et al.*, *op. cit.*). Portanto, cedo se notou que os resultados obtidos na avaliação das condições de estabilidade de taludes naturais ou de escavação através das classificações desenvolvida para túneis não eram satisfatórios.

Para ultrapassar estas dificuldades, e mantendo como objetivo a classificação de maciços rochosos para taludes, Romana (1993) propôs o índice SMR (“Slope Mass Rating”). Partindo do índice RMR básico (Bieniawski, 1989), aquele autor corrigiu-o recorrendo a quatro fatores de ajuste (F1 a F4) relacionados com as diferenças de direção e inclinação entre as descontinuidades e a face do talude, com o modo de rotura e com os métodos de escavação utilizados, a saber:

$$SMR = RMR_b + (F1 \times F2 \times F3) + F4 \quad (3.6)$$

Caracteriza-se de seguida os valores dos fatores de ajuste (F1 a F4):

F1 - Corresponde ao ângulo entre a direção da descontinuidade e a direção da face do talude, e é avaliado com base na expressão empírica:

$$F1 = (1 - \text{sen } |\alpha_j - \alpha_s|)^2 \quad (3.7)$$

Em que α_j e α_s representam respetivamente a direção da descontinuidade e a direção do talude. Este fator varia dentro do intervalo compreendido entre 1,00, se essas direções forem paralelas entre si, e 0,15, valor mínimo admitido pelo autor mesmo que se obtenha da equação 3.7 um resultado inferior; F2 - Pode ser considerado como uma medida de resistência ao deslizamento da descontinuidade que, na rotura planar, depende do ângulo de inclinação das descontinuidades. Em relação à rotura por tombamento o valor deste fator é unitário. Pode ser determinado pela expressão:

$$F2 = \text{tg}^2 \beta_j \quad (3.8)$$

Onde β_j é o ângulo de inclinação da descontinuidade. O valor deste parâmetro está confinado a 1,00, para descontinuidades com mergulho igual ou superior a 45°, até 0,15 para descontinuidades de inclinação inferior a 20°.

F3 - Avalia a relação entre os ângulos de inclinação das descontinuidades e do talude. Os valores de ajuste tabelados por Bieniawski (1976) para o caso de taludes (Tabela 3.5) foram alvo de revisão. No caso de rotura planar, F3 representa a possibilidade das descontinuidades aflorarem no talude. Essa possibilidade é classificada de razoável se a inclinação da família de descontinuidades é igual à do talude, o que permite assumir o afloramento de apenas algumas descontinuidades. Se o declive do talude é superior em 10° ao das descontinuidades, criam-se condições estruturais muito desfavoráveis. Se pelo contrário for a inclinação da descontinuidade superior em 10° à do talude, essas condições tornam-se muito favoráveis.

F4 - Estabelecido de forma empírica e os seus valores tabelados em função das condições de desmonte, isto é, se é um talude natural (+15), se foi sujeito a pré-corte (*presplitting*, +10), a detonação com efeito suavizado por micro retardos (*smooth blasting*, +8), a detonação adequadas (+0) ou inadequadas (-8).

A classificação SMR encontra-se resumida na Tabela 3.7 onde se encontram os ajustes e os valores que F1, F2, F3 e F4 devem assumir.

Tabela 3.7 - Resumo da classificação SMR (Romana, 1993)

Fatores de ajustamento para as descontinuidades (F1,F2,F3,F4)		Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito desfavorável
Rotura planar $ \alpha_i - \alpha_s $		>30°	30°-20°	20°-10°	10°-5°	<5°
Rotura por tombamento $ \alpha_i - \alpha_s - 180 $						
Relação F1		$F1 = (1 - \text{sen } \alpha_i - \alpha_s)^2$				
Valor de F1		0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
$ \beta_i $		<20°	20°-30°	30°-35°	35°-45°	>45°
Relação F2		$F2 = \text{tg}^2 B_i$				
Valor de F2	Rotura planar	0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
	Tombamento	1,00				
F3	Rotura planar $\beta_i - \beta_s$	>10°	10°- 0°	0°	0° a -10°	< -10°
	Tombamento $\beta_i + \beta_s$	<110°	110°-120°	>120°	--	--
Valor de F3		0	-6	-25	-50	-60
Fator de ajuste para o método de desmorte, F4		Talude natural	Pré-corte	<i>Smooth blasting</i>	Detonações adequadas ou desmorte mecânico	Detonações inadequadas
		+15	+10	+8	0	-8
α_i = Direção da descontinuidade; α_s = Direção do talude; β_i = inclinação da descontinuidade; β_s = inclinação do talude						

Na opinião de Gripp (1992 *in* Nonato 2002), o valor de $F4 = 0$ para escavação mecânica é questionável, pois este é o mesmo valor atribuído ao desmorte normal por explosivos. Na prática de engenharia, a escavação mecânica assegura melhores condições de estabilidade dos terrenos, que o desmorte por explosivos.

Outros métodos de classificação de taludes podem ser utilizados na avaliação das suas condições de estabilidade, desde que retratem o modelo estrutural e as condições de rotura do maciço. Métodos muito utilizados em Geotecnia, como o RMR e o SMR, podem ser reajustados para condições geomecânicas particulares, adequando-os às características desejadas. Dá-se como exemplo o método CSMR (Continuous SMR, Tomas et al. *in* Umrao et al., 2011) que apresenta pequenas diferenças do SMR original, como o recurso a uma equação para determinar o fator F3 em vez dos intervalos propostos por Romana (1993) e utilizando expressões diferentes para F1 e F2, atribuindo também valores ligeiramente diferentes para o método de desmorte.

É importante destacar o facto da classificação não se referir à rotura por cunha, devendo-se obter, nesses casos, o índice SMR para cada uma das famílias de descontinuidades. O valor do índice SMR mais desfavorável, obtido para tais famílias, deverá ser adotado para o talude.

No caso de rochas facilmente meteorizáveis, devem ser obtidos dois índices distintos: um para a situação inicial de rocha sã, como tal classificada na altura em que se procede à escavação, e outro para a situação futura, de rocha previsivelmente meteorizada (Romana, 1993).

Esta classificação foi elaborada para maciços rochosos, podendo ser utilizada para solos ou rochas de muito baixa resistência. Contudo, nestes casos, os resultados obtidos podem ser irrealistas, uma vez que se tratam de situações geológicas suscetíveis de resultar em rotura circular, na qual as descontinuidades, estruturas fundamentais para a obtenção do SMR, terão um significado praticamente nulo (Romana *et al.*, 2003). Outra situação em que não se pode aplicar a classificação SMR é quando a litologia é composta por xistos, devido à sua fracturação.

Romana (1993) propôs uma classificação que indica os limites normais de obras estabilização baseados na história de várias obras (Tabela 3.8), dependendo apenas no valor do índice SMR obtido e, ainda, algumas recomendações para o tipo de obras de contenção consoante o valor daquele índice (Tabela 3.9).

Tabela 3.8 – Caracterização das classes de SMR (Romana, 1993)

Classes	SMR	Descrição	Estabilidade	Rotura	Contenção
I	81 – 100	Excelente	Totalmente estável	Nenhuma	Nenhuma
II	61 - 80	Bom	Estável	Alguns blocos	Ocasional
III	41 - 60	Razoável	Parcialmente estável	Pequenas planares ou muitas por cunha	Sistemática
IV	21 - 40	Fraco	Instável	Planar ou grandes por cunha	Corretiva
V	0 - 20	Muito fraco	Totalmente instável	Grandes planares ou circulares	Reescavar

Esta classificação foi profusamente estudada por diversos autores comparando os valores de SMR calculados com situações reais, de modo a validar os resultados obtidos. Refira-se como exemplo, Jordá e Romana (1997 *in* Romana, 2003), que estudaram 57 taludes de escavação com alturas compreendidas entre 10 e 65 m e idades compreendidas entre alguns meses e centenas de anos. Foi verificado que em, mais de 80% dos casos estudados, os resultados esperados pelo valor do índice SMR obtido e o estado real dos taludes eram quase coincidentes, isto é, pertenciam à mesma classe de estabilidade. No entanto, aqueles autores

não deixaram de observar algumas discordâncias. Por exemplo, para alguns taludes que não precisaram de obras de contenção, obtiveram-se valores do índice SMR de 50, quando esta classificação considera a necessidade de haver obras de contenção para valores inferiores a 65. Deste modo, pode-se considerar que os valores do índice SMR são um pouco conservadores, isto é, são valores do lado da segurança, sendo que as medidas de contenção utilizadas acabam por ser as propostas pela classificação, porém com uma intensidade menos elevada que a recomendada (Romana, 1993).

Tabela 3.9 - Recomendações de medidas de contenção possíveis para cada classe de estabilidade (Romana, 1993)

Classe	SMR	Técnicas de contenção
Ia	91 -100	Nenhum
Ib	81-90	Nenhum; saneamento de blocos e reperfilamento
IIa	71-80	Nenhum; Valas de pé de talude; proteções flexíveis; pregagens esporádicas
IIb	61-70	Valas de pé de talude ou proteções flexíveis. Redes metálicas Pregagens esporádicas ou sistemáticas
IIIa	51-60	Valas de pé de talude e/ou redes metálicas Pregagens esporádicas ou sistemáticas Betão projetado esporádico
IIIb	41-50	Valas de pé de talude ou redes metálicas Pregagens sistemáticas ou ancoragens Betão projetado sistemático Muro de contenção no pé do talude e/ou betão de enchimento
IVa	31-40	Ancoragens Betão projetado sistemático Muro suporte no pé do talude e/ou vigas de betão (Reescavação) drenagem
IVb	21-30	Betão projetado sistemático Muro suporte no pé do talude e/ou vigas de betão Reescavação ou drenagem interna
Va	11-20	Muro de gravidade ou muro ancorado Reescavação

As técnicas de estabilização de taludes rochosos podem ser divididas em dois grupos, um de obras de reforço, com as quais se tentam fixar blocos soltos evitando a sua queda, e o segundo, de obras de proteção, que não previnem a queda dos blocos mas tentam evitar que os mesmos atinjam estruturas permanentes ou estradas (Requetim *et al.*, 2006). A seleção das técnicas de estabilização vai depender de diversos fatores, tais como; perigo potencial, número e dimensão dos blocos de rocha, estado de meteorização do maciço rochoso, declive do talude, entre outros.

A queda de blocos pode ser caracterizada como um movimento rápido, geralmente em queda livre, mobilizando volumes de rocha relativamente pequenos, normalmente associado a taludes naturais ou de escavação em maciço rochoso, de elevada inclinação. Trata-se de um problema que pode ter custos elevados, podendo ser resolvido tanto por manutenção como por mitigação de trechos potencialmente instáveis, mas que a não resolução pode envolver custos ainda mais elevados e causar danos graves, inclusive perda de vidas (Hoek, 2007).

Existem várias técnicas que podem ser utilizadas e combinadas de modo a obter soluções satisfatórias para estabilizar um talude potencialmente instável, sendo necessário uma análise detalhada e um trabalho de campo cuidado para se compreender todos os agentes instabilizadores atuantes e escolher a técnica mais correta para uma situação específica, visto que não existem dois taludes iguais.

Nenhuma classificação pode substituir um estudo geotécnico cuidado, mas pode ser útil conhecer as limitações específicas de cada técnica de contenção (Romana, 1993).

Para os diferentes intervalos de índice SMR, Romana (*op. cit.*) recomenda possíveis técnicas de contenção agrupadas em seis tipos distintos de medidas de estabilização (Tabela 3.10).

Tabela 3.10 - Tipos de medidas de estabilização com base no índice SMR (Romana, 1993)

SMR	Tipos de medidas de estabilização	Técnicas de contenção
65-100	Sem contenção	Nenhuma; saneamento de blocos e reperfilamento
45-70	Proteção	Valas de pé do talude; vedações flexíveis (no sopé ou a meia encosta); redes metálicas (cobrindo a face do talude)
30-75	Reforço com inclusões	Pregagens; Ancoragens
20-60	Reforço com betão	Muro suporte no pé do talude; betão projetado; betão de enchimento
10-40	Drenagem	Drenagem superficial; drenagem interna
10-30	Reescavação	_____

3.4 – TÉCNICAS DE PROTEÇÃO E ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES

3.4.1 - MEDIDAS DE PROTEÇÃO

a) Valas de pé de talude

As valas de pé de talude são de grande utilidade para impedir o acesso às vias de comunicação de blocos em queda, no seguimento a roturas por cunha, planares e/ou pequenos

tombamentos (Romana, 1993). As valetas longitudinais com 1m de largura podem não ser suficientes para a retenção dos blocos, tendo estas como a drenagem superficial como função principal.

b) Redes metálicas

As redes metálicas (Figura 3.6) são utilizadas para prevenir que blocos de rocha entrem em queda livre, logo após o seu destaque de zonas altas dos taludes. A sua utilização é muito útil quando se está na presença de roturas em cunha ou pequenos tombamentos.



Figura 3.6 – Rede metálica

3.4.2 - REFORÇO COM INCLUSÕES

a) Pregagens

O uso de pregagens corresponde a uma técnica de reforço de terrenos que consiste na inclusão de elementos rígidos que reagem passivamente, quer mobilizando forças por aderência, quer oferecendo resistência à custa de momentos fletores absorvidos (Folque, 1989). Esses elementos rígidos funcionam por tração e o reforço é obtido por aumento da resistência de corte. De modo a potenciar o seu desempenho, as pregagens devem ser instaladas com a orientação dos máximos esforços de tração desenvolvidos no maciço, dado que estas inclusões serão praticamente ineficazes se dispostas segundo os esforços de compressão (*op. cit.*).

Estes elementos de reforço consistem, geralmente, em barras de aço, ou outros metais (Feijó, 2007), envolvidos por material ligante (em geral, calda de cimento), que resistam a esforços de tração, de corte e momentos fletores impostos pelos movimentos do terreno.

Estes elementos não são, em geral, pré-esforçados e são dispostos com espaçamento relativamente pequeno entre si.

As pregagens são uma técnica muito utilizada por todo o mundo para o reforço de taludes, sendo apropriadas para estabilizar taludes onde ocorram destaques por cunha, roturas planares e/ou pequenos tombamentos. Segundo Romana (1993), o comprimento de uma pregagem ronda normalmente 3 - 4m de comprimento, devendo atravessar as descontinuidades desfavoráveis e, pelo menos 1 - 2m de rocha maciça. Propõe também algumas distâncias e os acréscimos de resistência das pregagens para diferentes índices SMR (Tabela 3.11).

Tabela 3.11 - Instruções para instalação de pregagens em taludes (adaptado de Romana, 1993)

Classe	SMR	Distância entre pregagens (m)	Acréscimo de resistência (kN.m ⁻²)	Betão projetado
II	65	3,5	10 – 12,5	Não
II b	65 - 60	3,0	13,3 – 16,6	Não
III	60 - 45	1,6	48 – 60	Esporádico
		1,2	84 – 105	Esporádico ou sistemático
		1,0	120 – 150	Sistemático
III b	45 - 40	1,0	120 – 150	Reforçado e sistemático

b) Ancoragens

As ancoragens são, como as pregagens, estruturas para reforço do maciço, porém constituídas por cordões ou barras de aço fixas em zonas estáveis do mesmo, diferenciando-se pela aplicação de um pré-esforço para trabalharem à tração. Deste modo, oferecem uma força contrária a qualquer movimento de blocos no talude por acréscimo das tensões normais sobre a superfície potencial de rotura, reforçando a sua resistência (Vallejo *et al.*, 2002).

Os sistemas de ancoragens são um método de estabilização adequada, mas requerem um estudo detalhado, caso a caso, e o seu comportamento tem de ser monitorizado depois da instalação.

As ancoragens são de grande utilidade quando se estão a tentar resolver problemas de roturas planares e grandes tombamentos.

3.4.3 - REFORÇO COM BETÃO

a) Betão projetado

O betão projetado (Figura 3.7) corresponde a uma mistura pastosa de água, cimento, areia e, por vezes, aditivos que, projetada em jacto, permite melhorar as características autoportantes do terreno.

Cobrir um talude ou parte de um talude com betão projetado pode ser feito rapidamente e com custos aceitáveis. Devido a esse facto, muitos taludes são revestidos a betão projetado quando surgem os primeiros sinais de uma possível instabilização. Esta solução nem sempre resulta, pois o betão pode causar um impacto visual negativo na zona e degrada-se com o tempo, quando exposto aos elementos, fissurando-se e caindo, sendo necessário colocar redes metálicas para impedir que esses pedaços cheguem à estrada. O betão projetado é muito útil para criar uma superfície resistente numa zona em que o maciço se encontra muito fraturado, de modo a ser possível a instalação de pregagens e/ou ancoragens.

Romana (1993) descreve ainda alguns cuidados a ter quando se projeta betão num talude como proteção geral:

- Limpar o talude com ar comprimido e água;
- Efetuar várias camadas, normalmente uma camada preliminar de 3cm e duas camadas de proteção com cerca de 10cm;
- Utilizar pequenas pregagens para segurar o betão ao maciço;
- Não tapar qualquer área com drenagem interna natural;
- Instalar drenos para aliviar as pressões intersticiais.



Figura 3.7 – Aplicação de betão projetado

b) Muros de contenção

Servem como elementos de contenção o talude por incremento da sua resistência, sendo eficazes contra ocorrências de instabilidade superficiais (Vallejo, 2002). Podem ser utilizados conjuntamente com ancoragens (Figura 3.8). No caso de muros de suporte contínuos, deve-se ter em atenção a drenagem interna do maciço rochoso.

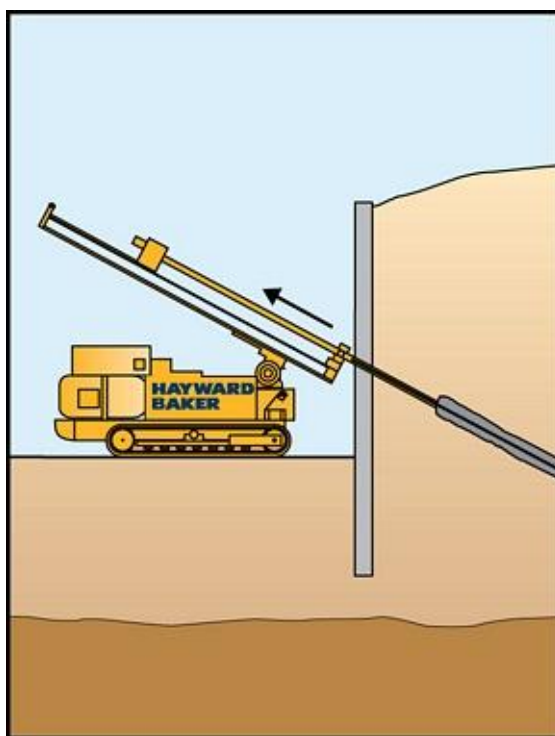


Figura 3.8 – Ilustração de um muro de contenção ancorado (retirado de www.haywardbaker.com)

3.4.4 - DRENAGEM

a) Drenagem superficial

A drenagem é muito importante e pode ser um forte auxiliar na estabilização de um talude. Um sistema deficiente da drenagem superficial pode levar à ocorrência de pressões hidrostáticas no interior do maciço e à diminuição da resistência ao corte das descontinuidades devido à infiltração de água, e pode causar erosão na face do talude devido ao efeito das águas de escorrência superficial.

A drenagem superficial pode incluir apenas valetas abertas ao longo da crista do talude bem como outras, descendentes pela face do mesmo, com espaçamentos regulares de maneira a evacuar rapidamente as águas de escorrência superficial (Vallejo *et al.*, 2002).

b) Drenagem interna

No caso particular dos maciços rochosos, as descontinuidades na superfície tendem a estar mais abertas e a serem mais permeáveis do que as descontinuidades que se encontram em profundidade, fazendo com que os problemas de drenagem interna sejam, às vezes, pouco importantes quando se está a tratar da estabilidade de um talude em maciço rochoso (Romana, 1993). No entanto a percolação através das descontinuidades que compartimentam maciço proporcionam a lavagem destas por arraste de finos e, como referido acima, o acréscimo de pressões hidrostáticas instabilizadores.

Uma das medidas mais comuns para promover a drenagem interna de taludes rochosos consiste na execução de furos drenantes, procurando intersectar o maior número possível de famílias de descontinuidades.

4 - CASO DE ESTUDO: TALUDES DE ESCAVAÇÃO EM GRAUVAQUES

4.1 – LOCALIZAÇÃO DOS TALUDES SELECIONADOS

A zona de estudo escolhida para analisar a estabilidade de taludes rochosos escavados situa-se na Serra de Grândola, num trecho com cerca de 12,5 km do Itinerário Complementar (IC) 33, que liga Grândola a Santiago do Cacém. Nesse trecho, em grande parte rodeado por taludes de escavação, escolheram-se seis taludes (Figura 4.1) para a realização de medições e ensaios assim como recolha de amostras representativas.

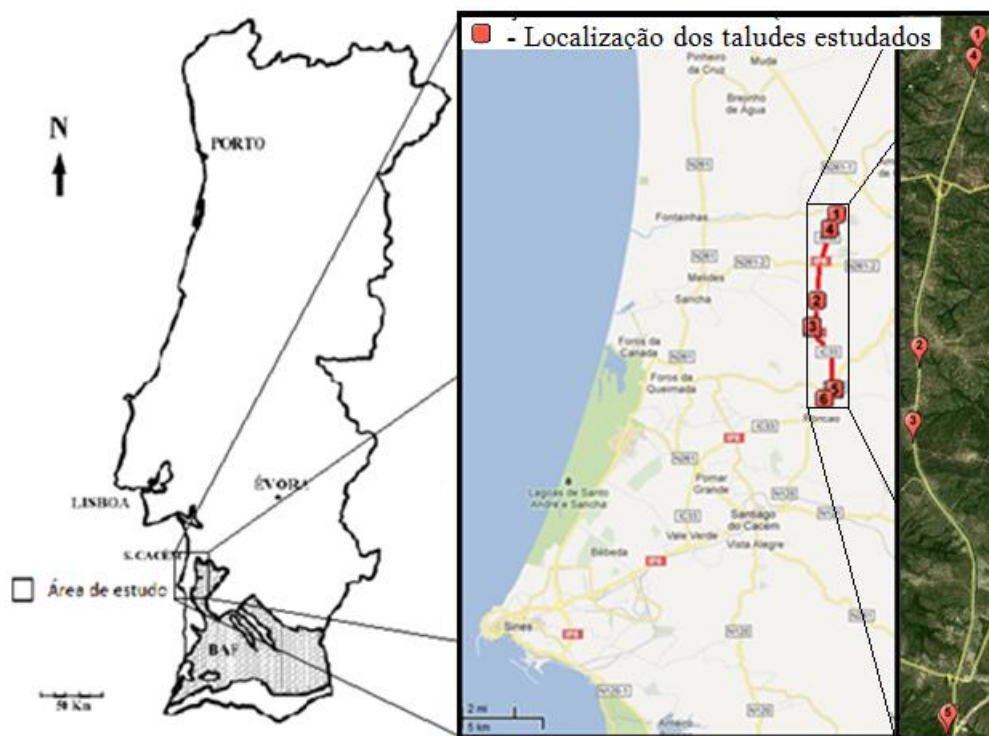


Figura 4.1 - Localização da área de estudo (BAF – *Flysch* do Baixo Alentejo)

As coordenadas dos locais estudados, assim como algumas das características tanto do talude como das descontinuidades que o intersectam, são apresentadas na Tabela 4.1.

4.2 – METODOLOGIA ADOTADA

Em cada talude selecionado foi realizado um conjunto de observações com vista à determinação dos parâmetros físicos e geométricos dos maciços rochosos aí ocorrentes. Assim, as orientações dos taludes bem como as das descontinuidades foram medidas

recorrendo a uma bússola tipo Clark com inclinómetro, sendo a altura aproximada dos taludes obtida através da relação geométrica entre a extensão medida sobre a face do talude e a sua inclinação. Todas as medições foram executadas com auxílio de fita métrica ou, quando necessário, recorrendo a uma régua graduada (abertura, espaçamento, etc). Na aplicação da classificação RMR foram utilizados os valores médios das medições efetuadas e classificados segundo a mesma. Para o caso da rugosidade e o estado de meteorização, assim como do enchimento, foram retiradas as informações necessárias através da observação em campo e da comparação com as classificações propostas pela ISMR (1981) e por Bieniawski (1989) para essas características.

Para a determinação da resistência do material rocha, recorreu-se ao martelo de Schmidt e, para confirmação dos resultados deste método pouco preciso, efetuou-se a recolha de blocos deslocados a fim de, em laboratório, se proceder à sua carotagem e execução de ensaios de resistência à rotura em compressão uniaxial dos provetes resultantes.

Tabela 4.1 - Resumo dos dados obtidos para os taludes

Talude	1	2	3	4	5	6
Localização	38°10'28.55"N 8°38'36.83"W	38°7'50.15"N 8°39'4.28"W	38°7'12.23"N 8°39'5.78"W	38°10'17.37"N 8°38'38.62"W	38° 4'45.85"N 8°38'33.42"W	38° 4'44.10"N 8°38'34.87"W
Litologia	Grauvaque	Grauvaque	Grauvaque	Grauvaque	Grauvaque	Grauvaque
Orientação do talude	N15°E, 58°E	N24°E, 55°NW	N5°E, 65°E	N15°W, 61°W	N10°E, 68°E	N5°W, 66°W
Altura (m)	3,2	6,4	5,9	11,4	7,6	6,8
Extensão (m)	5,1	6,3	5,2	7,0	7,8	8,3
Resistência compressão uniaxial (MPa)	65	58	81	150	77,3	135
Espaçamento das descontinuidades	Mediamente afastadas	Mediamente afastadas	Mediamente afastadas	Mediamente afastadas	Mediamente afastadas	Mediamente afastadas
Estado de meteorização das paredes das descontinuidades	Moderadamente descoloradas	Ligeiramente descoloradas	Moderadamente descoloradas	Ligeiramente descoloradas	Moderadamente descoloradas	Moderadamente descoloradas
Persistência	Pouco contínuas	Muito pouco contínuas	Pouco contínuas	Muito pouco contínuas	Continuidade média	Continuidade média
Rugosidade	Ligeiramente e rugoso	Ligeiramente rugoso	Rugoso	Rugoso	Ligeiramente rugoso	Rugoso
Abertura	Parcialment e fechadas	Muito fechadas	Mediamente largas	Muito fechadas	Muito largas	Mediamente largas
Enchimento	Sem enchimento, filões de quartzo esporádico	Sem enchimento	Sem enchimento, filões de quartzo esporádico	Sem enchimento	Sem enchimento, filões de quartzo esporádico	Sem enchimento, filões de quartzo esporádico

4.3 – ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO

Os terrenos que constituem a Serra de Grândola encontram-se, na sua maior parte, inseridos na zona tectono-paleogeográfica mais a sul do Maciço Hespérico, a Zona Sul Portuguesa (Figura 4.2), constituída por terrenos do Paleozóico superior. Uma das unidades estratigráficas mais importantes da Zona Sul Portuguesa é o denominado Grupo do *Flysch* do Baixo Alentejo, o qual é formado por uma sequência sedimentar marinha com mais de 5000m de espessura, constituída maioritariamente por turbiditos onde bancadas de grauvaques alternam com xistos (Oliveira, 1983).

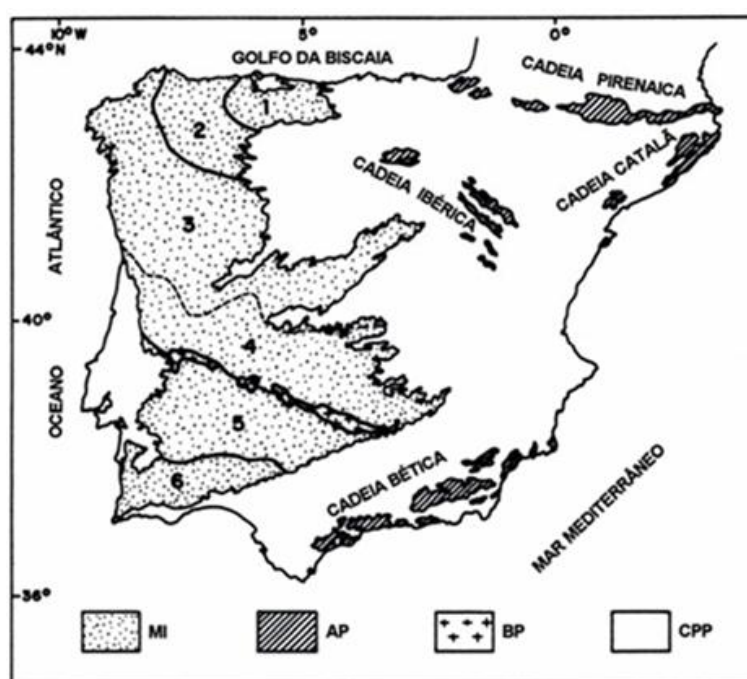


Figura 4.2 – Infografia dos afloramentos paleozóicos e pré-câmbrios na Península Ibérica (adaptado de Ribeiro *et al.*, 1979). MI - Maciço Ibérico; AP - Afloramentos paleozóicos e pré-câmbrios nas Cadeias Alpinas; BP - Batólito de Pedroches; CPP - Cobertura pós-paleozóica. 1 – Zona Cantábrica; 2- Zona Oeste Ásturo-leonesa; 3 e 4 – Zona centro-Ibérica; 5 – Zona de Ossa-Morena; 6 – Zona Sul Portuguesa

O Grupo do *Flysch* do Baixo Alentejo, é composto por três unidades litostratigráficas, denominadas Formações de Mértola (Figura 4.3), de Mira e da Brejeira, decrescentes em idade de Norte para Sul (Oliveira, *op. cit.*). O local de estudo situa-se na Formação de Mértola, a mais antiga das três formações referidas, datada do Viséano superior (Carbónico médio), composta principalmente por xistos e grauvaques com presença de alguns conglomerados. Os limites Norte e Nordeste desta formação são marcados por contacto por falha respetivamente com depósitos paleogénicos e com os xistos e tufos do Complexo Vulcano Sedimentar (Faixa Piritosa), de idade Visiano-Tournaziano. O contacto por falha

com esta última formação, ambos não visíveis na figura, é feito por cavalgamento. A Sul, a Formação de Mértola faz fronteira com a Formação de Mira. O trecho setentrional do seu limite Oeste contacta com depósitos plio-quadernários da planície litoral alentejana, enquanto que o trecho meridional contacta, em discordância, com os terrenos triásicos de Santiago do Cacém.

Verifica-se no local de estudo que os grauvaques ocorrem em bancadas com espessuras decimétricas a métricas e os xistos, pelo contrário, encontram-se densamente fragmentados por efeito da xistosidade.

No geral, a zona do *Flysch* do Baixo Alentejo apresenta, segundo Ribeiro *et al.* (1979), um fraco potencial hidrogeológico, a que não é alheio o clima preponderante naquela região do sul de Portugal, caracterizado por verões secos e quentes seguidos de invernos de pluviosidade baixa. No entanto, a zona da Serra de Grândola, sobre a qual se localizam os taludes em estudo, revela um potencial hidrogeológico superior, facto possivelmente associado não só à altitude, rondando os 300m, como também à elevada fracturação dos maciços grauvacóides, que lhes aufere a possibilidade de funcionarem como níveis aquíferos confinados entre os estratos de xisto, praticamente impermeáveis.

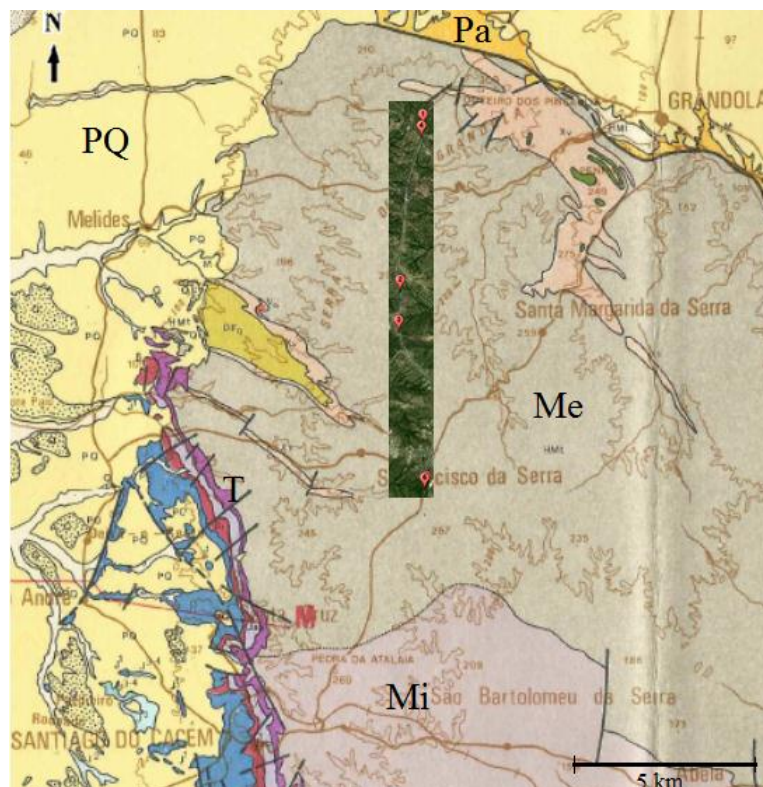


Figura 4.3 – Infografia da geologia regional envolvente a área de estudo (retângulo verde no centro) (adaptado de Oliveira *et al.*, 1984): Me – Formação de Mértola; Mi – Formação de Mira; T – Triásico; PQ – Plio-Quaternário; Pa - Paleogénico.

5 – CARACTERIZAÇÃO REALIZADA

5.1 - TRABALHOS DE CAMPO

De modo a uma caracterização mais exata de cada talude, executou-se o levantamento no terreno dos parâmetros possíveis de obter propostos por Bieniawski (1973) e Romana (1985), sendo a análise das famílias de descontinuidades realizada através da descrição e medição das orientações, espaçamento, persistência, rugosidade, abertura e enchimento. Toda esta informação foi posteriormente tratada, para a obtenção do valor SMR para cada talude, conforme propõe Romana (1985).

A grandeza da resistência à compressão da rocha intacta foram obtidos com o auxílio do martelo de Schmidt adotando as sugestões propostas pela ISRM (Aydin, 2009).

Para a obtenção do índice RQD, como não foi possível a realização de sondagens, recorreu-se à proposta de Priest e Hudson (1976) relacionando o espaçamento das descontinuidades com o RQD, método descrito em 2.2 e os resultados apresentados na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Cálculo da frequência das descontinuidades

Talude estudado	Espaçamento médio (m)	Frequência das descontinuidades (λ)
Talude 1	0.16	6.3
Talude 2	0.18	5.6
Talude 3	0.29	3.4
Talude 4	0.24	4.2
Talude 5	0.17	5.9
Talude 6	0.20	4.5

Em cada talude, foram ainda retiradas 14 amostras de superfície, grauvaques já destacados, encontrando-se no sopé dos taludes, de modo a se obter informação extra em laboratório, sendo fundamental a recolha de blocos de material rochoso com qualidade suficiente para o fim pretendido, o que se mostrou particularmente difícil de satisfazer devido à dificuldade em conseguir amostras não fissuradas de grauvaque, de onde fosse possível obter, por carotagem, provetes com as dimensões mínimas recomendadas para ensaios de resistência à rotura em compressão uniaxial. Das 14 amostras retiradas do terreno só foi possível retirar 7 tarolos, de 3 amostras, com dimensões para se executar o ensaio de compressão uniaxial.

5.1.1 - DUREZA POR RESALTO COM MARTELO DE SCHMIDT

A determinação da resistência da rocha *in situ* foi efetuada com o martelo de Schmidt de tipo L, com uma energia de impacto de 0,735 N.m, sendo as medições efetuadas segundo as orientações da ISRM (1981 *in* Aydin, 2009). Esta recomenda que o ensaio seja executado com o aparelho colocado perpendicularmente à superfície, afastado de descontinuidades e sobre uma superfície lisa.

Os valores obtidos passam então por um tratamento estatístico, onde a ISRM recomenda fazer vinte medições em cada superfície ensaiada, podendo-se parar quando dez medições seguidas não sofrerem uma variação entre o seu valor, maior que dois, sendo o valor final a média da metade mais elevada dos valores obtidos. Adquirido o valor de dureza por resalto são utilizados ábacos de correção (Figura 5.1) e de correlação para se chegar então ao valor da resistência à compressão uniaxial.

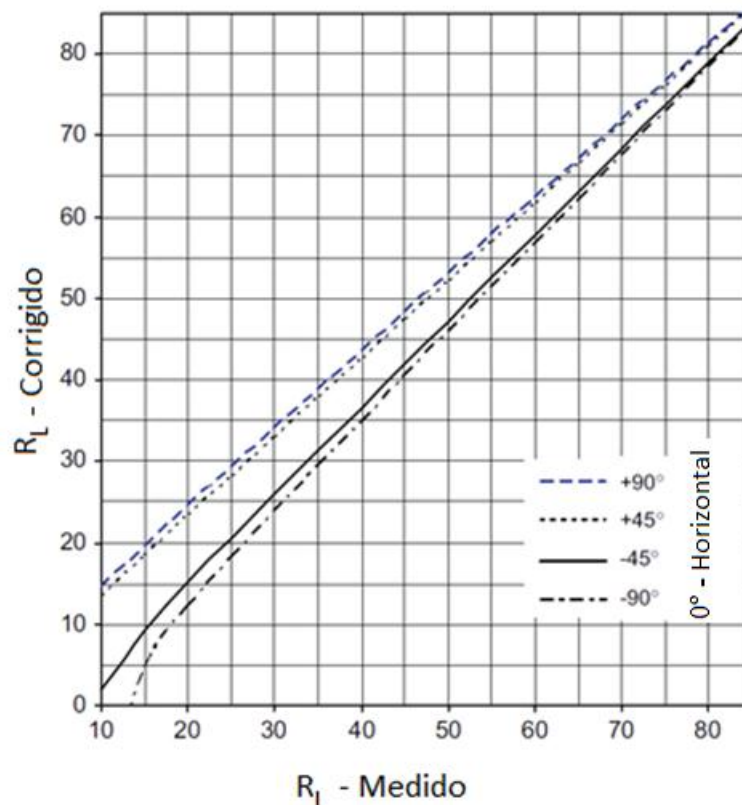


Figura 5.1 - Normalização dos valores de resalto tendo em conta diferentes ângulos de aplicações do martelo de Schmidt (Aydin, 2009)

Recorreu-se para tal, ao ábaco de Miller (Figura 5.2), o qual relaciona o valor obtido no ressalto do martelo e o peso volúmico da rocha em estudo com valores de resistência à compressão uniaxial.

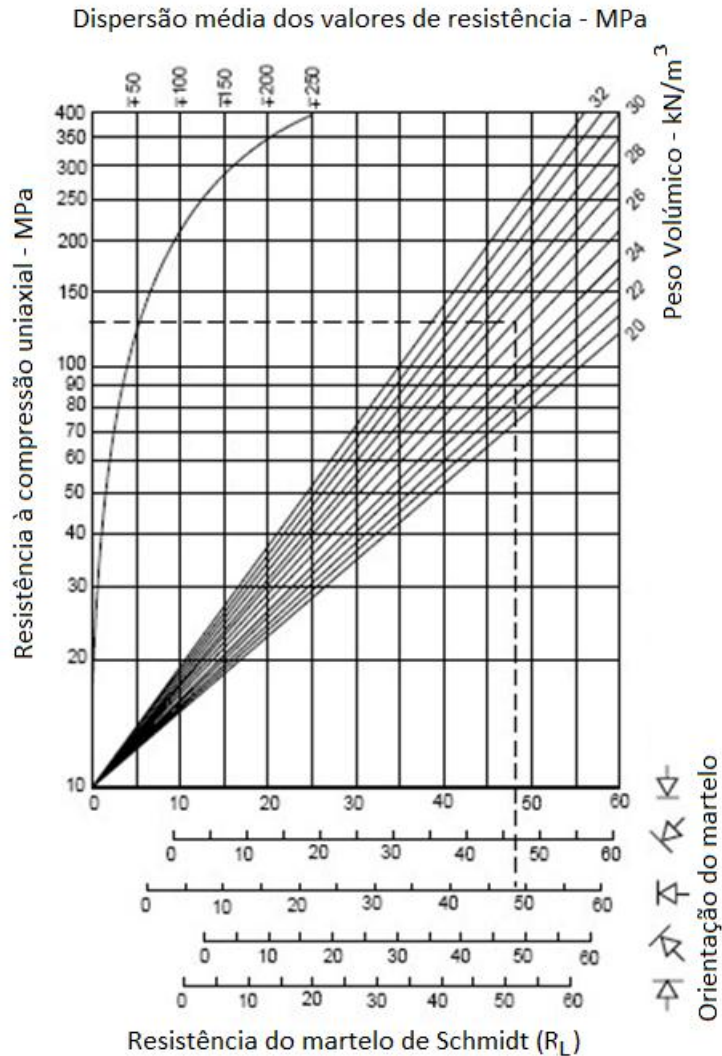


Figura 5.2 - Ábaco de Miller (adaptado de Vallejo *et al.*, 2002)

Apresenta-se na Tabela 4.2 os valores das médias das metades dos valores mais elevados obtidos por este ensaio. É também apresentado o valor da resistência do maciço em MPa resultante da correlação do ábaco apresentado na Figura 5.2, entre os valores do peso volúmico obtidos em laboratório (Tabela 5.2) e o mínimo valor médio obtido com o martelo de Schmidt.

Tabela 5.2 – Valores obtidos pelo ensaio de dureza por resalto com martelo de Schmidt

Inclinação do martelo	1º medição	2º medição	3º medição	4º medição	5º medição	6º medição	Medição Mínima	Resistência (MPa)
Talude 1							23,8	36
0°	36,6	40,8	37	50,8	31,6	33,7	31,6	61
45°	29,6	34,2	46,4	32	40,8	-	29,6	56
90°	23,8	-	-	-	-	-	23,8	36
Talude 2							25,8	45
0°	40,4	41,9	34,7	26,8	25,8	-	25,8	45
45°	32	30,6	32,7	-	-	-	30,6	60
Talude 3							52	140
0°	53,2	53,8	-	-	-	-	53,2	155
45°	52,8	55,2	-	-	-	-	52,8	150
90°	52,8	52	-	-	-	-	52	140
Talude 4							46,9	140
0°	46,9	-	-	-	-	-	46,9	140
45°	51,3	-	-	-	-	-	51,3	180
Talude 5							35,2	68
0°	35,2	-	-	-	-	-	35,2	70
45°	49,7	-	-	-	-	-	49,7	150
90°	35,8	-	-	-	-	-	35,8	68
Talude 6							51	155
0°	52,8	-	-	-	-	-	52,8	160
45°	51	-	-	-	-	-	51	155

5.2 - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO EM LABORATÓRIO

Um programa de investigação geotécnica de maciços rochosos constitui base fundamental para fins da engenharia geotécnica, tendo como finalidade identificar os parâmetros principais dos materiais em estudo, de forma a existir confiança na execução de um projeto.

Encontram-se de seguida descritos os ensaios realizados no decorrer desta dissertação.

5.2.1 - Porosidade e pesos volúmicos real e aparente

A porosidade da rocha depende da sua génese e estado de meteorização e representa a quantidade relativa de vazios no seu interior, constituídos pelos poros e microfissuras, existentes no meio contínuo formado pelos minerais constituintes da matriz rochosa. A porosidade influencia as características mecânicas da rocha, podendo-se definir como o quociente entre o volume de vazios e o volume total da amostra, representado pela expressão:

$$n = \frac{V_v}{V} = \frac{V_v}{V_v + V_s} \times 100 \quad [\%] \quad (5.1)$$

Onde:

n - porosidade;

V - volume total da amostra;

V_v - volume de vazios da amostra;

V_s - volume do esqueleto sólido;

Como nem todos os interstícios de um provete de rocha se encontram interligados, é admissível que alguns deles se encontrem totalmente isolados não tendo qualquer contacto com os interstícios abertos, isto é, aqueles que possuem ligações com a superfície do provete. Deste modo a porosidade que é possível obter laboratorialmente será sempre considerada aparente, uma vez que nunca haverá a certeza que se está a determinar uma porosidade real.

Para este trabalho, foi determinada a porosidade aparente ou acessível à água, utilizando o método proposto pela ISRM (1979a) e recorrendo à expressão 5.2 para o seu cálculo.

$$n_a = \frac{P_3 - P_1}{P_3 - P_2} \times 100 \quad [\%] \quad (5.2)$$

Onde:

n_a – Porosidade acessível à água [%];

P_1 - Peso do provete seco [kN];

P_2 - Peso do provete saturado imerso [kN];

P_3 - Peso do provete saturado, emerso [kN];

Estas duas características são bons indicadores das características mecânicas das rochas, podendo verificar-se que um aumento da massa volúmica com uma diminuição da porosidade corresponde, normalmente, a um aumento da resistência e uma redução da deformabilidade da rocha.

As amostras utilizadas para se determinar a porosidade e peso volúmico aparente, provenientes de tarolos cilíndricos obtidos das amostras, foram submetidas ao método de pesagem hidrostática com saturação prévia da amostra sob vazio utilizando uma bomba de vácuo (Figura 5.3), apresentando-se também as dimensões dos 7 provetes ensaiados.



Figura 5.3 – Aspeto do desenvolvimento do ensaio para avaliação do peso volúmico e porosidade dos provetes com auxílio a bomba de vácuo

O peso volúmico (γ) pode ser definido como o peso por unidade de volume de rocha, sendo expressa pela expressão:

$$\gamma = \frac{P}{V} = \frac{P_s + P_w}{V_v + V_s} \quad (5.3)$$

Onde:

γ – Peso volúmico;

P_w – Peso da água;

P – Peso da amostra;

V_v – Volume dos vazios;

V – Volume da amostra;

V_s – Volume do esqueleto sólido;

P_s – Peso do esqueleto sólido;

Determinou-se o peso volúmico aparente para todas as amostras recolhidas de acordo com a recomendação proposta pela ISRM (1979a) recorrendo à expressão 5.4, encontrando-se os resultados de todos os ensaios na Tabela 5.3, assim como as dimensões dos provetes utilizados.

$$\gamma = \frac{P_1}{P_3 - P_2} \quad [\text{kN/m}^3] \quad (5.4)$$

Onde:

γ_a - Peso volúmica aparente [kN/m³];

P_1 - Peso do provete seco [kN];

P_2 - Peso do provete saturado imerso [kN];

P_3 - Peso do provete saturado, emerso [kN];

Tabela 5.3 – Dimensões dos provetes, peso volúmico aparente e porosidade

Amostra*	Massa Provete seco (g)	Massa Provete imerso (g)	Massa Provete emerso (g)	Comprimento seco (cm)	Diâmetro seco (cm)	Comprimento saturado (cm)	Diâmetro saturado (cm)	Área saturado (cm ²)	Peso volúmico aparente (kN/m ³)	Porosidade aparente (n_p) (%)
2A	227,8	144,1	237,6	4,8	4,95	4,9	5,0	19,5	23,9	10,5
2B	158,6	100,1	166,7	3,5	4,95	3,5	5,0	19,625	23,4	12,1
2C	329,8	208,1	343,3	7,0	4,95	7,1	5,0	19,6	23,9	10,0
2D	180,6	113,6	187,4	3,8	4,95	4,0	5,0	19,6	24,0	9,2
3A	438,3	276,9	449,4	9,9	4,95	9,5	5,0	19,6	24,9	6,4
4A	207,1	131,4	210,7	4,0	4,95	4,2	5,0	19,2	25,6	4,5
6A	289	182,3	297,9	6,4	4,95	6,0	5,0	19,6	24,5	7,7

* Ex: 2A – Talude 2, Provete A; 2B – Talude 2

Para o Talude 1 não foi possível retirar qualquer provete das amostras colhidas no terreno dada a sua densa fracturação, sendo contudo determinado o peso volúmico aparente, da ordem de 24 kN.m⁻³, uma vez que este é utilizado para a correlação recorrendo ao ábaco de Miller e o erro associado a uma pequena variação no peso volúmico não causa grande influência na estimativa da resistência à compressão uniaxial. Para o Talude 5 apenas se conseguiu retirar um provete em condições para ser ensaiado, sendo o valor da sua resistência em compressão uniaxial utilizado para caracterizar o referido talude.

5.2.2 – Resistência à rotura em compressão uniaxial

O ensaio de resistência à rotura por compressão uniaxial é o ensaio padrão para a determinação da resistência de provetes de rocha intacta. É um parâmetro que integra, direta ou indiretamente, os pesos relativos de grande parte das classificações geomecânica dos maciços rochosos sendo, na maioria destas, a única característica intrínseca do material rocha aplicada a tais classificações.

O ensaio consiste em levar à rotura, através de uma força axial compressiva, um provete de rocha de geometria regular, normalmente cilíndrica, com uma preparação prévia cuidada, que inclui a retificação da superfície dos topos dos provetes, de modo garantir a reprodutibilidade do ensaio, sem comprometer os ensaios obtidos o que dificultaria a sua interpretação. Existem também diversos fatores internos, estes naturais, que influenciam fortemente os resultados obtidos do ensaio, como a composição mineralógica, o estado de alteração e a porosidade. A ocorrência de descontinuidades não detetadas no provete podem, por seu lado, comprometer a validade do ensaio visto estar-se a ensaiar a resistência ao longo de uma descontinuidade e não a resistência da rocha em si.

O valor da resistência à rotura por compressão uniaxial do provete (σ_c) é obtido recorrendo à equação 5.5, que relaciona a força aplicada na rotura (kN) e a área dos topos do provete, transversal à aplicação da força (m^2).

$$\sigma_c = \frac{F}{A} \quad [\text{MPa}] \quad (5.5)$$

Foram obtidos por carotagem sete provetes para a determinação da resistência à compressão uniaxial do material rochoso que compõe os taludes em estudo, sendo os ensaios realizados segundo as recomendações da ISRM (1979b), não sendo realizados ensaios de deformabilidade. Foi utilizada uma prensa hidráulica SEIDNER, com capacidade máxima de carga de 1000 kN (Figura 5.4). Os resultados obtidos encontram-se resumidos na Tabela 5.4.

Do total de amostras recolhidas no campo, apenas foi possível obter, por carotagem, quinze provetes dos quais apenas sete apresentaram uma relação comprimento/diâmetro dentro dos valores recomendados pela ISRM (1979b).

Das amostras provenientes do Talude 1, 2 e 6, não se conseguiu retirar nenhum provete com comprimento no mínimo duplo do diâmetro, dada a densa fissuração das mesmas. Assim, os

valores obtidos da resistência à rotura por compressão uniaxial destas amostras tiveram de ser estimados a partir dos ensaios efetuados no campo com martelo de Schmidt e, portanto, não confirmados em laboratório. Foram, mesmo assim estes os valores de compressão uniaxial aproveitados para este estudo.



Figura 5.4 – Prensa hidráulica SEIDNER

Tabela 5.4 - Resumo dos ensaios efetuados em laboratório para obtenção da resistência à compressão

Talude	Provede carotado	Resistência à compressão uniaxial estimada através do ensaio com martelo Schmidt <i>in situ</i> (MPa)	Força aplicada na rotura (kN)	Área de aplicação da força (cm ²)	Resistência à compressão uniaxial obtido em prensa hidráulica (MPa)
Talude 3	3A	125	-	-	-
	3B		153,3	19,23	79,7
	3C		137,5	19,23	71,5
	3D		165	19,23	85,8
	3E		167,5	19,23	87,1
Talude 4	4A	140	-	-	-
	4B		288,5	19,23	150
Talude 5	5A	75	142,2	19,23	73,93
	5B		155	19,23	80,58

Tal confirmação, muito limitada pela não representatividade do número de ensaios realizados em laboratório, parece existir nas amostras dos Taludes 4 e 5. Contudo, tal não ocorreu na do Talude 3, precisamente aquele de cujas amostras foi possível obter maior número de provetes: quatro. De facto, todas as medições de campo para a obtenção da dureza por ressalto permitiram estimar valores de resistência à rotura por compressão uniaxial superior a 100 MPa, enquanto que os quatro ensaios efetuados na prensa deram resultados dentro do curto intervalo de 71,5 - 87,1 MPa, relativamente longe dos 125 MPa estimados a partir do martelo de Schmidt. Convém contudo lembrar que aquele valor estimado foi obtido através do ábaco de Miller, o qual apresenta para o mesmo uma dispersão média de ± 50 MPa. Deste modo e considerando, os valores mínimos da dispersão, chega-se a um resultado dentro da gama de valores obtidos nos ensaios de laboratório, considerados pelo autor de maior fiabilidade.

Foi necessário avaliar o peso volúmico dos provetes para se estimar os valores de resistência à compressão uniaxial no abaco de Miller, tendo-se para tal recorrido à técnica do provete regular. Os valores obtidos tanto por esta técnica como por pesagem hidrostática, considerada mais correta apresentam, genericamente, resultados similares.

Os valores de porosidade obtidos foram relativamente elevados, entre 4,54% e 12,06%, correlacionáveis tanto com os valores de peso volúmico como com os de resistência à rotura em compressão uniaxial obtidos a partir dos ensaios tanto de campo como de laboratório.

A Tabela 5.5 apresenta os valores a utilizar no cálculo do índice RMR para cada talude, sendo utilizados os valores obtidos pelo ensaio por ressalto com martelo de Schmidt para os taludes em que não foi possível retirar amostras com dimensões admissíveis no ensaio com prensa hidráulica, sendo este um ensaio mais preciso e fiável.

Tabela 5.5 – Valores de resistência à compressão uniaxial adotados para o cálculo do índice RMR dos taludes estudados

Talude	1	2	3	4	5	6
Resistência à compressão uniaxial (MPa)	65	58	81	150	77,3	135

6 – CÁLCULO DO ÍNDICE SMR

A estabilidade dos taludes de escavação em maciços rochosos é fundamentalmente condicionada pelas descontinuidades. Deste modo, uma observação cuidada das características estruturais dos maciços durante o reconhecimento geológico de superfície, é fundamental para o estudo do comportamento geomecânico desses taludes. Com o objetivo de efetuar a classificação geomecânica dos taludes de escavação que ladeiam uma importante rodovia construída há quase quarenta anos em zona de montanha, procedeu-se à recolha de elementos estruturais e de amostras consideradas representativas.

Com os elementos obtidos, realizou-se um estudo de análise de estabilidade com o auxílio de dois programas informáticos, o primeiro dos quais, *Dips*® da *Rocscience*, permitiu definir as orientações das principais famílias de descontinuidades, com base em diagramas de densidade obtidos da projeção estereográfica dos seus pólos. Seguiu-se a análise cinemática para determinar os mecanismos de rotura a que os taludes estão sujeitos, recorrendo ao programa *RockPack III*®. O valor do ângulo de atrito utilizado para esta análise foi baseado no parâmetro P_r (resistência ao corte das fraturas) da classificação de Rocha (1976), que permite estimar a resistência ao deslizamento das descontinuidades (ϕ) com base na descrição das características internas das mesmas, nomeadamente a rugosidade, o estado de meteorização e a ocorrência e tipo de enchimento (Tabela 6.1).

Tabela 6.1 - Correlação entre o valor de P_r e o ângulo de atrito das descontinuidades (Rocha, 1976)

Descrição das descontinuidades	ϕ (°)	P_r
Enchimentos argilosos, contínuos e moles	7,5	0
Enchimentos argilosos contínuos compactos ou superfícies planas revestidas com minerais de baixo ângulo de atrito	15	7
Superfícies planas e enchimentos siltosos ou silto-arenosos	22,5	14
Superfícies lisas e planas, e paredes sãs ou superfícies ásperas e paredes pouco meteorizadas	30	21
Superfícies ásperas e planas, e paredes sãs	37,5	26
Superfícies ásperas e irregulares, onduladas ou descontínuas e paredes sãs	45	35

Para finalizar este estudo realizou-se o cálculo do valor do índice SMR para cada talude seguindo-se as recomendações propostas por Romana (1993), e propondo então possíveis técnicas de proteção e estabilização a utilizar em cada caso particular. O método de desmonte para execução dos taludes em estudo terá sido, com base em informações de habitantes locais, inserido em “detonações normais ou desmonte mecânico” na terminologia do fator de ajuste para o método de desmonte ($F_4=0$).

6.1- ANÁLISE CINEMÁTICA

Apresentam-se, de seguida, todos os resultados da verificação das condições de estabilidade, recorrendo às 211 orientações medidas em campo nos vários taludes. Começando com o primeiro talude estudado, que tem uma orientação, N15°E 58°E e está representado como T₁ na Figura 6.1, sendo cortado por cinco famílias de descontinuidades (F), cujas orientações foram definidas como:

F₁: N60°E, 52°SE;

F₂: N72°E, 36°N;

F₃: N23°W, 72°NE;

F₄: N7°W, 88°E;

F₅: N58°W, 68°NE.

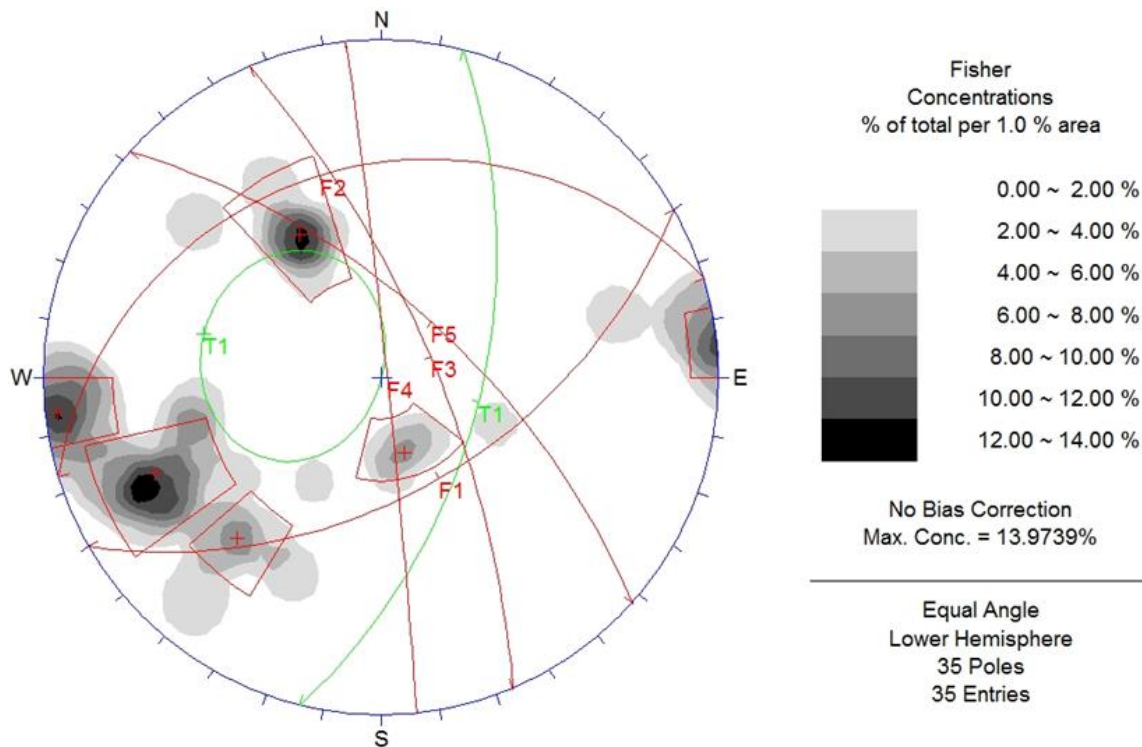


Figura 6.1 – Projecção do Talude 1 e definição das famílias de descontinuidades em rede estereográfica obtida (programa *Dips*)

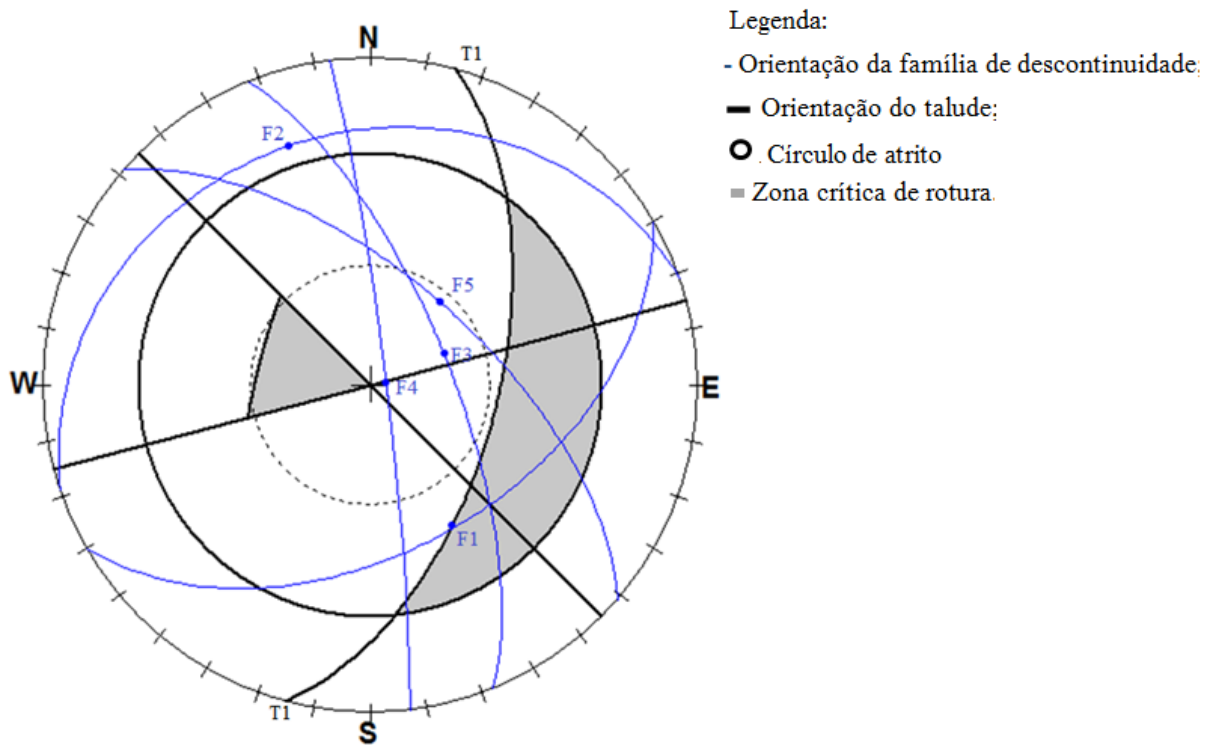


Figura 6.2 – Análise das condições de rotura para o Talude 1 (programa *RockPack III*)

A análise efetuada na Figura 6.2 permite observar que existem condições cinemáticas para ocorrer rotura por cunha devido às interceções entre F_1 - F_3 e entre F_1 - F_5 , não se considerando que F_1 cause rotura planar pois, apesar de estar coincidente ou muito próxima da zona crítica de rotura, esta família não perfaz a condição necessária para essa situação de instabilidade, na qual a diferença entre as direções da família de descontinuidade e do talude não pode ser superior a 20° .

Foi também possível verificar a rotura por cunha no terreno, conforme ilustra a Figura 6.3.



Figura 6.3 – Aspeto do Talude 1

Para o segundo talude (Figura 6.4) o processo repete-se, começando com a orientação deste, N24°E 55°NW (T_2) e, através do estudo das orientações das discontinuidades adquiridas, conseguiu-se definir três famílias que compartimentam o maciço rochoso (Figura 6.5), com as orientações seguintes: N6°W 85°E (F_1); N77°E 34°N (F_2); N38°E 50°SE (F_3).



Figura 6.4 – Aspeto do talude 2

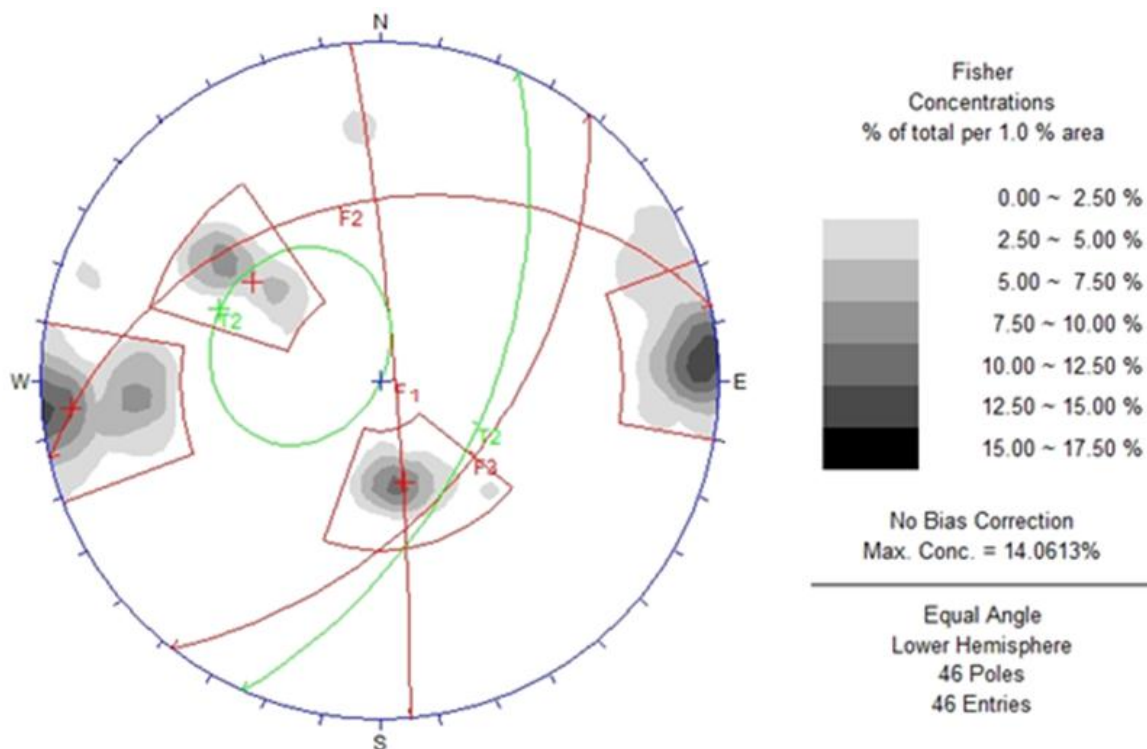


Figura 6.5 - Projeção do Talude 2 e definição das famílias de discontinuidades em rede estereográfica obtida (programa *Dips*)

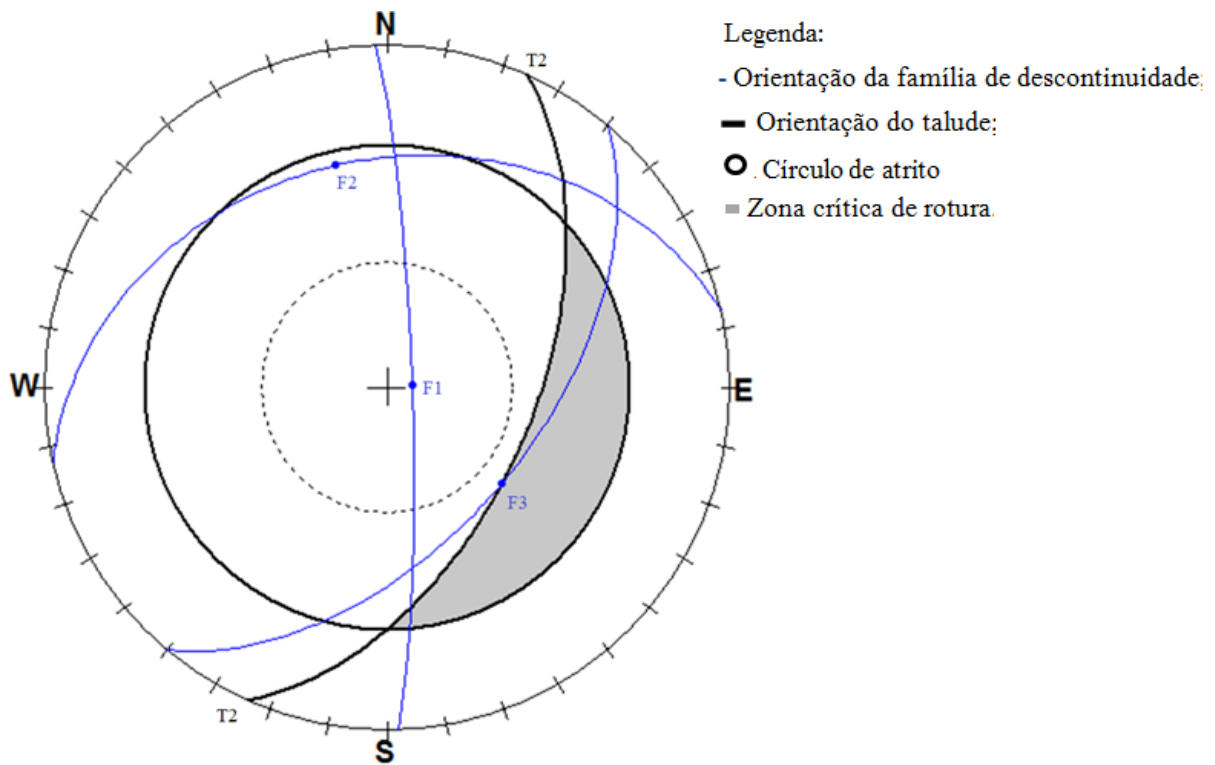


Figura 6.6 - Análise das condições de rotura para o Talude 2 (programa *RockPack III*)

Neste caso, a Figura 6.6 indica a possibilidade de ocorrer um mecanismo de rotura planar, observando-se a família F₁ com o ponto de maior inclinação dentro da zona crítica de rotura e a sua direção a menos de 20° da do talude T₂.

Encontram-se várias roturas por cunha no Talude 3 (Figura 6.7), este com uma orientação N5°E 65°E.

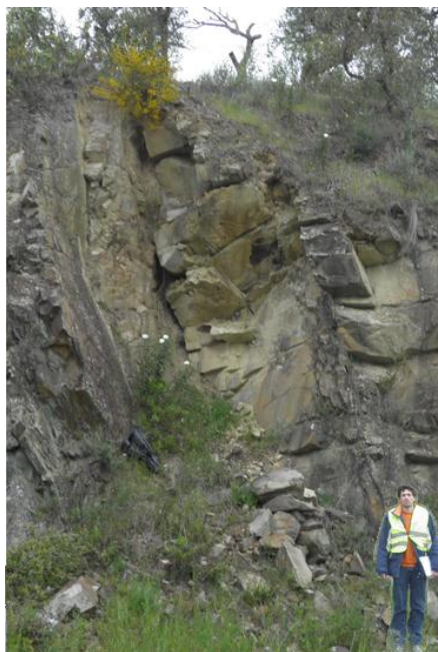


Figura 6.7 – Rotura por cunha no Talude 3

Foi possível identificar com auxílio ao programa *Dips*®, três famílias de descontinuidades com as seguintes orientações: N45°W 73°NE (F₁); N47°E 73°SE (F₂); N11°W 31°W (F₃), encontrando-se estas representadas na Figura 6.8. Na Figura 6.9 verifica-se que este talude apresenta possibilidade de ocorrência de rotura por cunha devido à interceção das famílias F₁ e F₂, confirmando assim o que foi identificado no terreno.

No Talude 4 obteve-se uma orientação N15°W 61°W (T₄) e definiram-se três famílias principais de descontinuidades (Figura 6.10), apresentando estas as seguintes orientações: N45°E 88°NW (F₁); N6°W 45°W (F₂); N11°E 82°W (F₃). Através da análise cinemática efetuada (Figura 6.11), observou-se existirem condições mecânicas para ocorrer rotura planar (F₂) e rotura por cunha (interceção de F₂ com F₃).

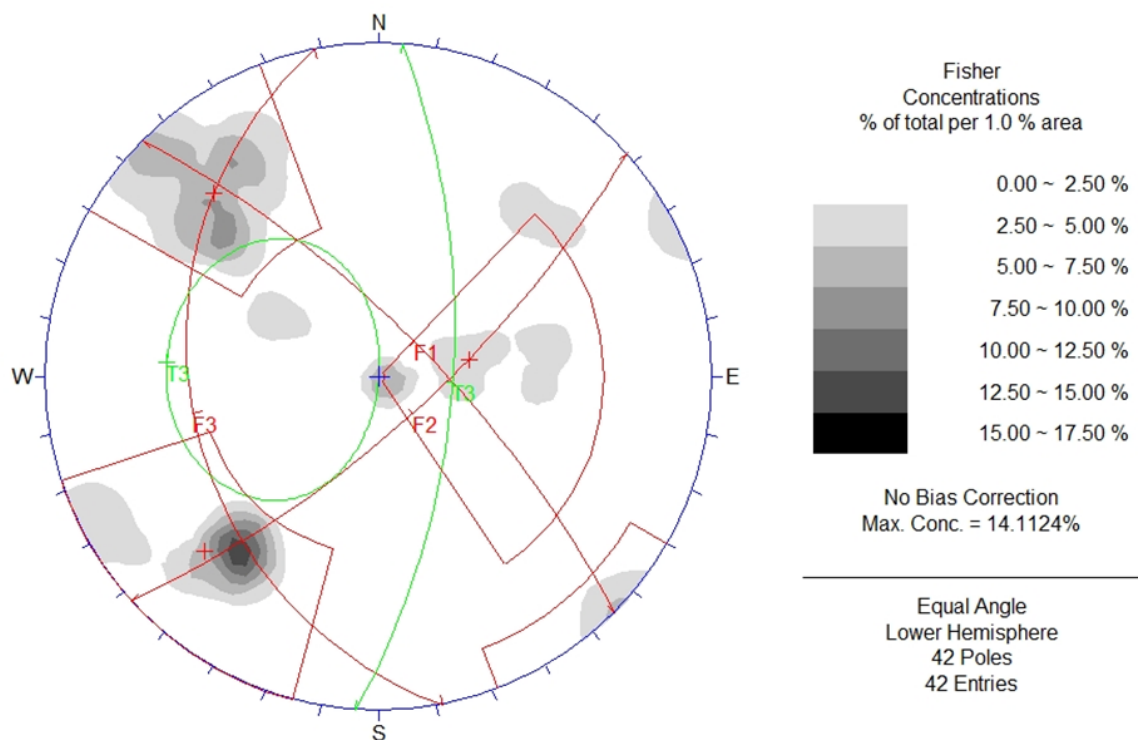


Figura 6.8 - Projeção do Talude 3 e definição das famílias de descontinuidades em rede estereográfica obtida (programa *Dips*)

Nos taludes mais a sul (T₅ e T₆), foram estudados dois locais, na mesma zona porém em lados opostos da via. Este estudo permitiu também confirmar que cada talude é um caso específico e tem de ser estudado individualmente pois, sendo de esperar que as atitudes das famílias a obter em cada talude fossem próximas, tal não se verificou.

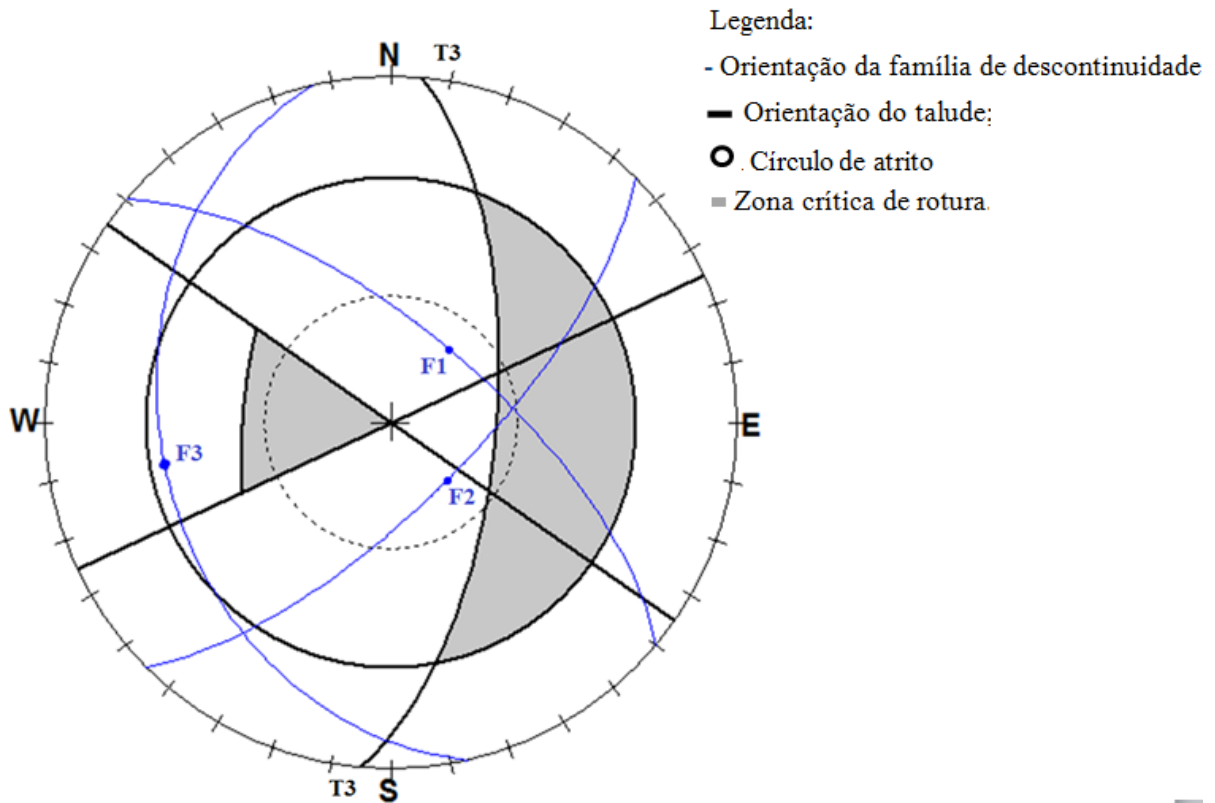


Figura 6.9 - Análise das condições de rotura para o Talude 3 (programa *RockPack III*)

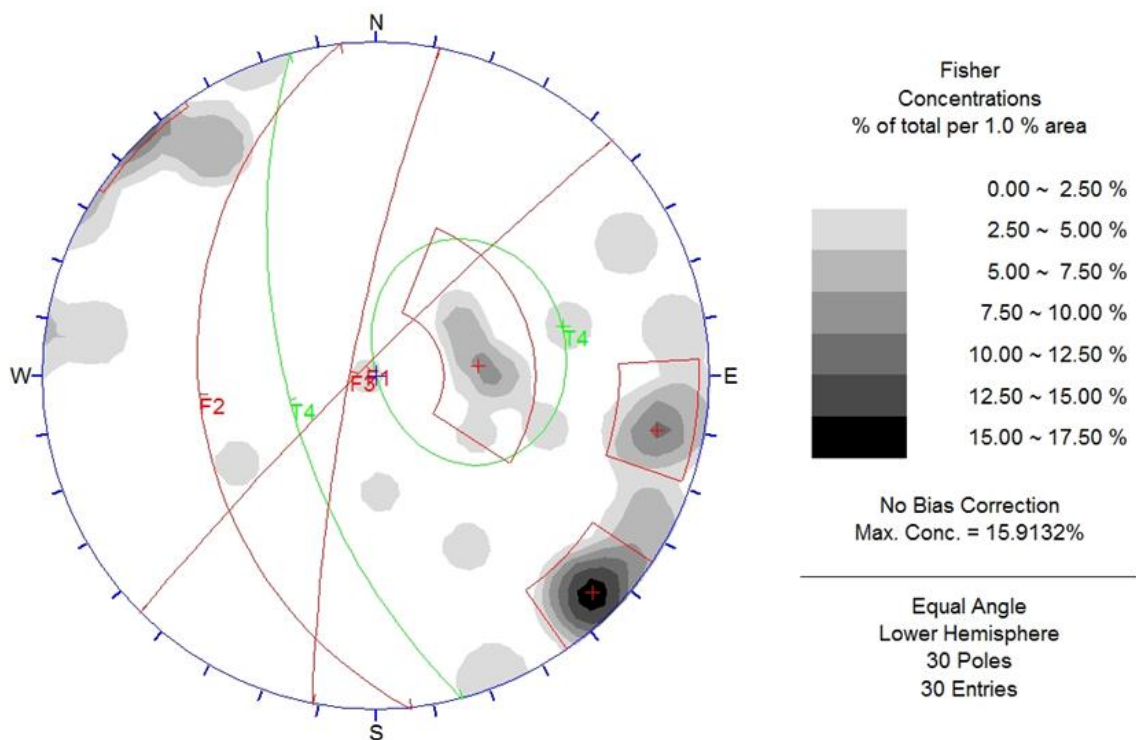


Figura 6.10 - Projeção do Talude 4 e definição das famílias de descontinuidades em rede estereográfica obtida (programa *Dips*)

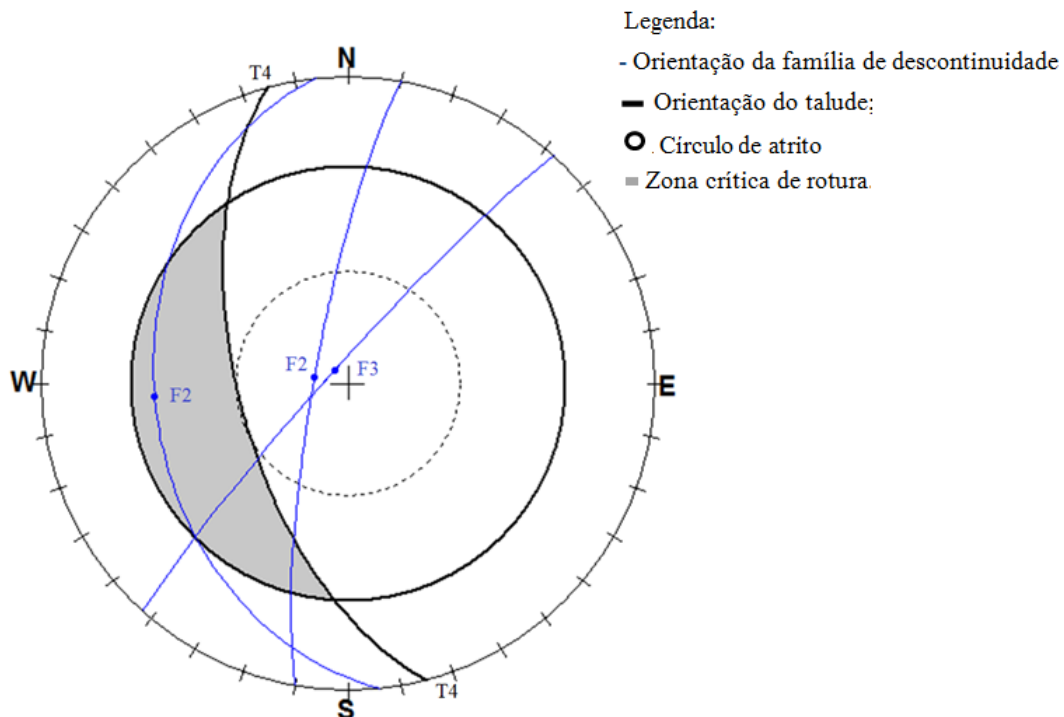


Figura 6.11 - Análise das condições de rotura para o Talude 4 (programa *RockPack III*)

No Talude 5 (Figura 6.11), orientado de N10°E 68°E, encontrou-se um maciço muito fraturado (Figura 6.12), e definiram-se três famílias principais de descontinuidade (Figura 6.13) com as orientações: N85°E 75°S (F₁); N15°W 41°E (F₂); N15°W 64°W (F₃). A análise cinemática efetuada para estas famílias (Figura 6.14) acusa a possibilidade de ocorrer rotura planar (F₂), por cunha (interceção F₁ com F₂) e tombamento (F₃).

Já no Talude 6 só foi possível definir uma família principal de descontinuidades principais com orientação, N-S 55°W, representada na Figura 6.15 como F₁. Através da análise cinemática realizada (Figura 6.16) pode-se verificar que a família pode causar mecanismos de rotura planar.



Figura 6.12 - Fracturação do talude 5

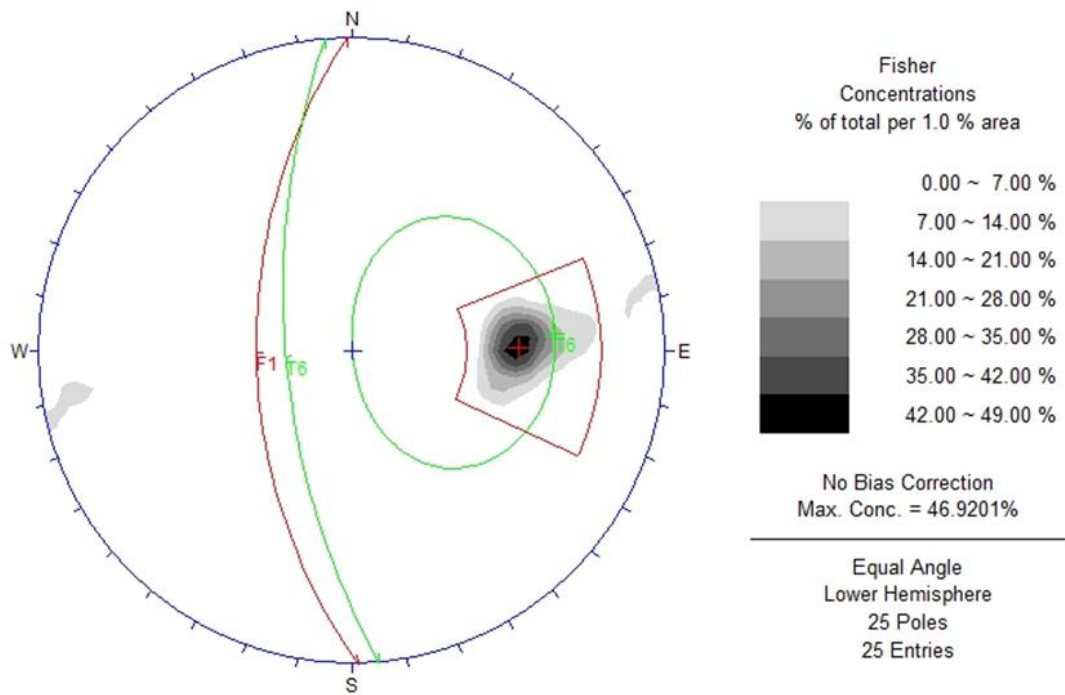


Figura 6.15 - Projeção do Talude 6 e definição das famílias de descontinuidades em rede estereográfica obtida (programa *Dips*)

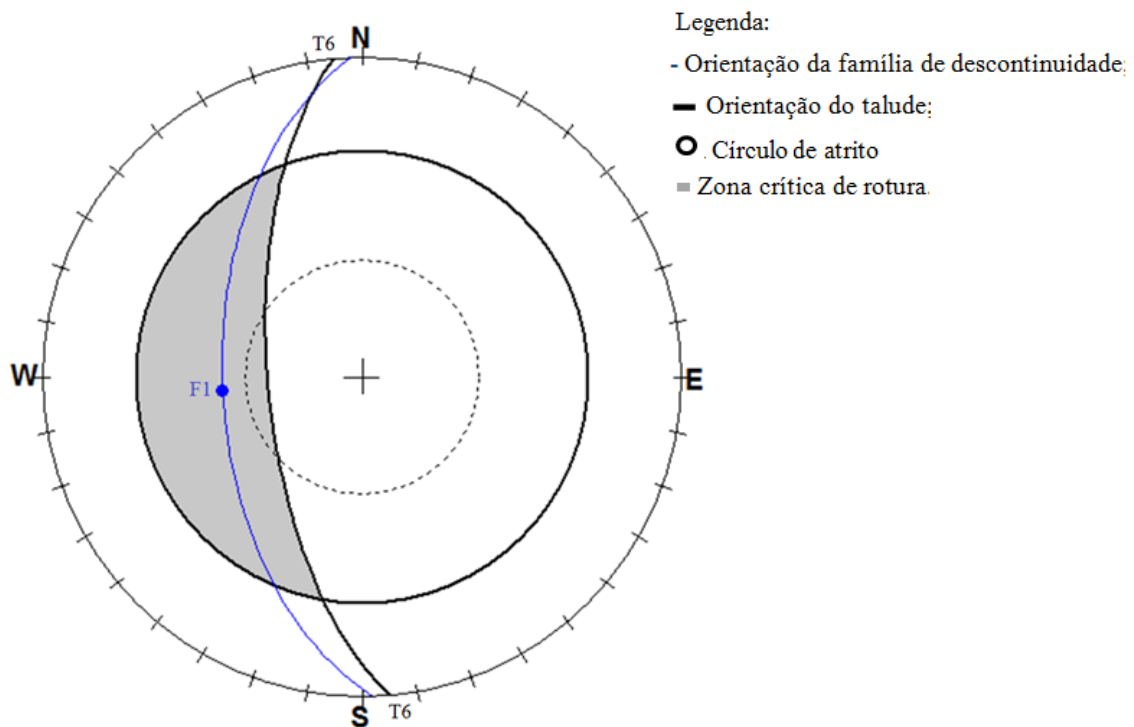


Figura 6.16 - Análise das condições de rotura para o Talude 6 (programa *RockPack III*)

As orientações das principais famílias de descontinuidades, assim como os modos de rotura induzidos são apresentados na Tabela 6.2.

Tabela 6.2 - Resumo das orientações das descontinuidades e potenciais mecanismos de rotura por elas causados pelas mesmas

Talude	Orientações das famílias de descontinuidades					Modos de rotura
	F ₁	F ₂	F ₃	F ₄	F ₅	
T ₁	N60°E 52°SE	N72°E 36°N	N23°W 72°NE	N7°W 88°E	N58°W 68°NE	Por cunha
T ₂	N6°W 85°E	N77°E 34°N	N38°E 50°SE	-	-	Planar
T ₃	N45°W 73°NE	N47°E 73°SE	N11°W 31°W	-	-	Por cunha
T ₄	N45°E 88°NW	N6°W 45°W	N11°E 82°W	-	-	Planar e por cunha
T ₅	N85°E 75°S	N15°W 41°E	N15°W 64°W	-	-	Planar, por cunha e por tombamento
T ₆	N-S 55°W	-	-	-	-	Planar

6.2 - ANÁLISE DE RESULTADOS

Com os elementos recolhidos, foi possível avaliar o índice SMR para os diferentes taludes estudados, dividindo-se essa avaliação em duas partes: obtenção do índice RMR, cujos resultados são apresentados na Tabela 6.3, seguido da determinação do índice SMR (Tabela 6.4) e correspondentes medidas de contenção possíveis propostas por Romana (1993). Os valores atribuídos aos parâmetro envolvidos no cálculo do RMR são provenientes das características médias observadas/medidas ao longo dos taludes estudados.

Tabela 6.3 - Cálculo do índice RMR

Talude	Frequência das descontinuidades (λ) (m ⁻¹)	Valor do índice RQD*	Cálculo do índice RMR**										
			Peso RQD	Peso da resistência em compressão uniaxial	Peso espaçamento das descontinuidades	Condições das descontinuidades					Peso presença de água	RMR _{Baico}	Classe RMR
						Peso persistência	Peso abertura	Peso rugosidade	Peso enchimento	Peso estado de meteorização			
T ₁	6,3	86,8	17	7	10	4	4	3	4	5	15	69	II
T ₂	5,6	89,1	17	7	10	6	5	3	6	5	15	84	I
T ₃	3,4	95,4	20	7	10	4	4	5	4	5	15	74	II
T ₄	4,2	93,2	20	12	10	6	5	5	6	5	15	84	I
T ₅	5,9	88,2	17	7	10	2	4	3	4	5	15	67	II
T ₆	4,5	92,5	20	12	10	2	4	5	4	5	15	77	II

* Exemplo de cálculo do RQD (T₁): $e^{-0,1\lambda}(0,1\lambda+1) \times 100$; $e^{-0,1 \times 6,3}(0,1 \times 6,3 + 1) \times 100 = 86,8\%$

**Exemplo de cálculo do RMR (T₁): RMR = 17 + 7 + 10 + 4 + 4 + 3 + 4 + 5 + 15 = 69

Apesar das recomendações propostas por Romana (1993) não serem de aplicação direta ao tipo de estabilização a efetuar, e um estudo mais cuidado ser necessário para dimensionar

corretamente as obras de contenção necessárias, é proposta uma síntese de possíveis medidas a executar para cada talude estudado:

Tabela 6.4 - Cálculo do índice SMR e obras de estabilidade propostas por Romana (1993)

Talude	RMR	F1	F2	F3	SMR*	SMR Final	Tipo de rotura (análise cinemática)	Técnicas de contenção propostas por Romana (1993)	
T ₁	69	F ₁	0,15	1	-50	62	62 (Bom)	Cunha	Valas de pé de talude ou vedações flexíveis. Redes metálicas Pregagens esporádicas ou sistemáticas
		F ₂	0,15	0,53	0	69			
		F ₃	0,15	1	0	69			
		F ₄	0,39	1	0	69			
		F ₅	0,15	1	-6	73			
T ₂	74	F ₁	0,25	1	0	74	46 (Razoável)	Planar	Valas de pé de talude ou redes metálicas Pregagens sistemáticas ou ancoragens Betão projetado sistemático Muro suporte no pé do talude e/ou betão de enchimento
		F ₂	0,15	0,45	0	74			
		F ₃	0,57	1	-50	46			
T ₃	74	F ₁	0,15	1	-6	73	73 (Bom)	Cunha	Nenhum; valas de pé de talude; vedações flexíveis; pregagens esporádicas
		F ₂	0,15	1	-6	73			
		F ₃	0,52	0,36	0	74			
T ₄	84	F ₁	0,15	1	0	84	41 (Razoável)	Planar e cunha	Valas de pé de talude ou redes metálicas Pregagens sistemáticas ou ancoragens Betão projetado sistemático Muro suporte no pé do talude e/ou betão de enchimento
		F ₂	0,71	1	-60	41			
		F ₃	0,32	1	0	84			
T ₅	67	F ₁	0,15	1	-6	66	52 (Razoável)	Planar, cunha e tombamento	Valas de pé de talude e/ou redes metálicas Pregagens esporádicas ou sistemáticas Betão projetado esporádico
		F ₂	0,33	0,76	-60	52			
		F ₃ **	0,15	1	0	67			
T ₆	77	F ₁	0,83	1	-60	29	27 (Fraco)	Planar	Betão projetado sistemático Muro suporte no pé do talude e/ou vigas de betão Reescavação ou Drenagem interna

* F₄ = 0, para todas as famílias estudadas, **Família estudada para tombamento

- T1: devido à reduzida altura do talude (3,2 m) considera-se que a vala de pé de talude já existente, apesar de ter a função principal de órgão de drenagem superficial, será suficiente para impedir o rolamento de blocos para via, sem dúvida portadoras de fraca energia cinética, não sendo considerado necessário qualquer meio de contenção adicional.

-T2: verificam-se neste talude pequenas roturas planares pelo que se recomenda, para além da vala de pé de talude existente, a colocação de uma rede metálica grampeada na crista do talude, de forma a impedir que blocos destacados cheguem à estrada.

-T3: para este talude, apesar das recomendações de Romana (*op. cit.*) para taludes com um SMR de 71-80, detetou-se no terreno o destaque de cunhas rochosas. Deste modo, é recomendável a colocação de rede metálica pregada no topo do talude assim como colocação de betão projetado esporádico em zonas de maior instabilidade.

-T4: observaram-se, e confirmando os resultados obtidos pelo índice SMR, muitas cunhas destacadas neste talude. Devido à sua altura, 11,4 m, a vala de pé de talude instalada para drenagem poderá não se mostrar suficientemente eficaz para a retenção dos blocos soltos, recomendando-se a aplicação de betão projetado em todo o talude.

-T5: pelos valores do índice SMR obtidos e as recomendações de contenção propostas, juntamente com as observações no terreno, com a vala de pé de talude preenchida por diversos blocos caídos e devido ao facto do mesmo se encontrar intensamente fraturado em alguns locais, recomenda-se a aplicação de betão projetado esporádico em zonas onde se verifica maior destacamento de blocos.

-T6: devido ao perigo que uma rotura planar possa causar, recomenda-se para este talude a utilização de betão projetado em toda a sua face, ou a implantação de um muro de suporte no pé do talude.

7 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho teve como objetivo contribuir para o estudo do comportamento de taludes de escavação. Para se atingir esse objetivo, foram selecionados seis taludes rochosos sobranceiros ao IC33, na Serra de Grândola e constituídos quase exclusivamente por grauvaques, sobre os quais se realizou um reconhecimento geotécnico de superfície no qual foram analisados vários aspetos tais como o grau de fracturação e estado de meteorização do maciço rochoso, assim como as propriedades geométricas e físicas das descontinuidades. A avaliação dos tipos de rotura nos taludes em estudo foi feita recorrendo à análise cinemática em rede estereográfica, na qual se conjugaram as características físicas e mecânicas das principais famílias das descontinuidades. Assim, foi possível verificar que em dois dos taludes existem condições para ocorrer apenas rotura por cunha, noutros dois rotura planar e ainda noutro ambos os tipos de rotura são possíveis. Por fim, um último talude onde são admissíveis os três principais tipos de rotura em taludes rochosos: planar, por cunha e por tombamento. Grande parte destes mecanismos foi confirmada em observações realizadas no campo.

Com base nos resultados obtidos da determinação do índice SMR (Romana, 1993), dos seis taludes estudados metade foi classificada de razoável estando um no limiar de ser fraco, dois foram classificados de bons, estando um próximo de razoável e, por último, um talude descrito como fraco segundo a mesma classificação.

Os valores do índice SMR permitem tecer algumas recomendações para a estabilização dos taludes em análise. Aquelas foram inseridas na tabela 5.4 tal como propostas por Romana (*op. cit.*) mas têm de ser adaptadas a cada situação, dependendo também dos modos de rotura do maciço, e da eficácia, viabilidade económica e impacte visual das técnicas de estabilização. A escolha destas técnicas está fora do sistema de classificação podendo, no entanto, ser de alguma utilidade para indicar quais os limites normais de utilização das mesmas. Conforme salienta Romana (*op. cit.*) a seleção da medida adequada tem de levar em consideração o principal modo de rotura e o espaçamento entre as descontinuidades.

Um dos obstáculos presentes em grande parte das investigações geotécnicas, não sendo este trabalho exceção, foi a dificuldade de se expressar a qualidade de um maciço com um único

índice devido à variabilidade das estruturas presentes. Os taludes estudados apresentaram comportamentos distintos em alguns locais, dificultando assim a sua caracterização.

Taludes como os estudados no presente trabalho, que evidenciam fenómenos de instabilidade e se localizam junto a importantes rodovias, constituem um grave risco para os condutores pelo que devem ser objeto de estudos geológicos e geotécnicos de forma a minimizar danos materiais e sobretudo perdas de vida.

Para trabalhos futuros seria de interesse explorar outras ferramentas computacionais para simulação de mecanismos de rotura como quedas de blocos e tombamentos podendo, estes complementar e/ou confirmar resultados obtidos no âmbito do presente estudo.

O autor considera de grande interesse estudar outros cortes na mesma litologia, grauvaques, eventualmente de diferentes formações lito-estratigráficas do Carbónico do sul de Portugal pois, apesar de serem em traços gerais idênticos entre si, estas rochas ocupam uma vasta área do País, merecendo os numerosos taludes rodoviários constituídos por essa rocha ser estudados em termos de estabilidade, de maneira a se obter maior representatividade em termos da classificação SMR e das técnicas de estabilização e proteção empregues.

BIBLIOGRAFIA

- ANDRADE, P. S. (2004). *Caracterização geomecânica e análise da estabilidade em maciços rochosos anisotrópicos*. Tese de doutoramento. Universidade de Coimbra. 664p.
- AYDIN, A. (2009). *ISRM suggested method for determination of the Schmidt hammer rebound hardness: revised version*. Department of Geology and Geological Engineering, University of Mississippi, MS 38677, USA. 627-634.
- BARTON, N.; LIEN, R. & LUNDE, J. (1974). *Engineering classification of rock masses for the design of the tunnel support*. Rock Mechanics, 6, 4, 189-236.
- BELL, F. (1993). *Engineering geology*. Blackwell Scientific Publications, Oxford.
- BIENIAWSKI Z.T. (1967). *Mechanism of brittle rock fracture: part 1 - theory of the fracture process*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanical abstracts, 395-406.
- BIENIAWSKI, Z. T. (1973). *Engineering classification of jointed rock masses*. Trans. s. Afr. Inst. Civ. Eng. 15, 335-355.
- BIENIAWSKI, Z. T. (1975). *The point-load test in geotechnical practice*. Engineering Geology 9, 1-11.
- BIENIAWSKI, Z. T. (1978). *Determining rock mass deformability - experience from case histories*. Int. J. Rock Mechanics Min. Sci. 15, 237-247.
- BIENIAWSKI, Z. T. (1979). *The geomechanics classification in rock engineering applications*. proc. 4th Int. Congress Rock Mechanics, ISRM, Montreux, 2, 41-48.
- BIENIAWSKI, Z. T. (1984). *Rock mechanics design in mining and tunnelling*. A. A. Balkema, Rotterdam, 97-133.
- BIENIAWSKI, Z. T. (1976). *Rock mass classifications in rock engineering*. Proc. Symposium on Exploration for Rock Engineering, Johannesburg, 97-106.
- BIENIAWSKI, Z. T. (1989). *Engineering rock mass classifications*. A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil and Petroleum Engineering. John Wiley & Sons, 251p.
- BIENIAWSKI, Z. T. (2007). *Erros na aplicação do RMR*. Bieniawski Design Enterprises, USA. 35p.
- BORRADAILE, G. (2003). *Statistics of earth science data*. Springer, New York, 351p.
- de FREITAS, M. H. (1993). *Introduction to session 1.2: weak arenaceous materials*. The engineering geology of weak rock. Proc. 26th Annual Conference of the Engineering Group of the Geological Society, Leeds, United Kingdom, 115-123.
- DEERE P.V. (1964). *Technical description of cores for engineering purposes*. Felsmech Ingenieurgeol.1, 16-22.

- DEERE, D. U. & DEERE, D. W. (1988). *The rock quality designation (RQD) index in practice*. Rock Classification System for Engineering Purposes, ASTM STP 984, Lois Kirkaldie, Ed., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 91-101.
- DEERE, D. U.; A. J. HENDRON, J. R.; PATTON, F.D. & CORDING, E. J. (1967). *Design of surface and near surface construction in rock*. In *failure and breakage of rock*. C. Fairhurst ed. Society of Mining Engineers of AIME, New York, 237-302.
- DUNCAN, N.; DUNNE, M. H. & PETTY, S. (1968). *Swelling characteristics of rock*. Water Power, 185-192.
- FEIJÓ, R. J. (2007). *Monitorização de uma escavação experimental grampeada em solo residual gnáissico não saturado*. Tese de Doutoramento em Eng. Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro. 157p.
- FERNANDES, G. (2000). *Caracterização geológico-geotécnica e proposta de estabilização da encosta do morro do curral*. Centro de Artes e Convenções de Ouro Preto. Dissertação (mestrado). Universidade Federal de Ouro Preto, 136p.
- FOLQUE, J. (1989). *Algumas notas sobre solos reforçados*. LNEC, Lisboa. 16-18.
- GIANI, G. P. (1992). *Rock slope stability analysis*. A.A. Balkema Publishers, Rotterdam, 345p.
- GOODMAN, R. E., (1989). *Introduction to rock mechanics*. John Wiley & Sons, New York, 562p.
- HACK, R. (1998). *Slope stability probability classification (SSPC)*. ITC publication 43, International Institute for Aerospace Survey and Earth Sciences, Netherlands 258p.
- HACK, R. (2002). *An evaluation of slope stability classification*. ISRM Eropack'202, Madeira, Portugal 107p.
- HAWKINS, A.B. (1998). *Aspects of rock strength*. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 57, 17–30.
- HOEK E. & BRAY J.W. (1981). *Rock slope engineering*. The Institution of Mining and Metallurgy, London, 358p.
- HOEK, E. (1987). *Rockfall - A program in basic for the analysis of rockfalls from slopes*. Golder and associates, Vancouver B.C.
- HOEK, E. (2007). *Practical rock engineering*. Rocscience: Hoek's Corner. Disponível em: <<http://www.rocscience.com>>. Acesso em 5 Maio 2012.
- HOEK, E. & BROWN, E.T. (1990). *Underground excavation in rock*. Published for the Institution of Mining and Metallurgy, London.
- ISRM (1978). *Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses*. Int. J. Rock Mechanics Min. Sci. Geomech. abstr., 15, 319-368.
- ISRM (1979a). *Suggested methods for determining water content, porosity density, absorption and related properties and swelling and slake-durability index properties*. Int. J. Rock Mechanics Min. Sci. Geomech. abstr. 16, 141-156.

- ISRM (1979b). *Suggested methods for the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials*. Int. J. Rock Mechanics min. sci. geomech. abstr. 16, 135-140.
- ISRM (1981). *Basic geotechnical description of rock masses*. Int. Society of Rock Mechanics, Commission on the classification of rocks and rock masses. Int. J. Rock Mechanics Min. Sci. Geomech. abstr., 18, 85-110.
- JOHNSON, R. B. & DEGRAFF, J. V. (1988). *Principles of engineering geology*. John Wiley & Sons. 497p.
- NONATO C. A. (2002). *Contribuição à caracterização geológica-geomecânica no quadrilátero ferrífero*. Tese de Doutorado, Universidade Federal de Minas Gerais, 186p.
- OLIVEIRA, J. T. (1983). *The marine carboniferous of south Portugal: a stratigraphic and sedimentological approach*. In: The Carboniferous of Portugal. Lemos de Sousa, M. J. & Oliveira, J. T. *Memórias Serviços Geológicos de Portugal* 29, 3-38.
- OLIVEIRA, J. T.; MONTEIRO, J. H.; ZBYSZEWSKI, G.; MANUPPELLA, G. & OLIVEIRA, V. (1984). *Carta geológica de Portugal, folha 7 escala 1:200 000*. Direção Geral de Geologia e Minas, Serviços Geológicos de Portugal, Lisboa.
- OLIVEIRA, R. M. (1980). *Introdução à geologia da engenharia*. Sebenta de aulas de mestrado em Geologia de Engenharia e em Mecânica dos Solos, Universidade Nova de Lisboa.
- PALMSTROM, A. (1985). *Application of the volumetric joint count as a measure of rock mass jointing*. Proc. Int. Svmp. on Fundamentals of Rock Joints, Bjorkliden, 103-110.
- PALMSTROM, A. (2005). *Measurements of and correlations between block size and rock quality designation (RQD)*. Tunneling and Underground Space Technology 20, 362-377.
- PEREIRA, J. J. P. (1985). *Caracterização geotécnica de maciços rochosos*. Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa. 404p.
- PINHO, A. B. (2003). *Caracterização geotécnica de maciços rochosos de baixa resistência - O Flysch do Baixo Alentejo*. Tese de Doutorado, Univ. de Évora, 272p.
- PITEAU, D. R. (1970). *Engineering geology contribution to the study of stability in rock with particular reference to de Beer's mine*, PhD thesis, University of Witwatersrand.
- PRIEST, S. D. & HUDSON, J. A. (1976). *Discontinuity spacing's in rock*. Int. Jour. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech. 13, 135-148.
- PRIEST, S. D. (1993). *Discontinuity analysis for rock engineering*. Chapman & Hall, London 470p.
- PRIEST, S.D. & HUDSON, J.A. (1983). *Discontinuity frequency in rock masses*. Int. Journal Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. abstr. 20, n° 2, 73-89.
- REQUETIM, L.; PINHO, A.; DUARTE, I.; LOPES, L. & VALENTE, A. (2006). *Análise da estabilidade de um talude de escavação em Odemira*. VII Congresso Nacional de Geologia, Universidade de Évora, 791-794.

- RIBEIRO, A.; ANTUNES, T.; ROCHA, R.; SOARES, F.; ZBYSZEWSKI, G.; ALMEIDA, M.; CARVALHO, D. & MONTEIRO, H. (1979). *Introduction à la géologie général du Portugal*. Serviços Geológicos de Portugal, Lisboa.
- ROCHA, M. (1976). *Estruturas subterrâneas*. LNEC, Lisboa.
- ROCHA, M. (1981). *Mecânica das rochas*. LNEC, Lisboa. 445p.
- ROMANA M. (1993). *A geomechanical classification for slopes: slope mass rating*. Rock Testing and Site Characterization, 3, 45p.
- ROMANA, M. (1985). *New adjustment ratings for application of Bieniawski classification to slopes*. International Symposium on the Role of Rock Mechanics, Zacatecas, 49-53.
- ROMANA, M.; SERÓN, J.B. & MONTALAR, E. (2003). *SMR geomechanics classification: application, experience and validation*. ISRM, Technology Roadmap for Rock Mechanics, South African Institute of Mining and Metallurgy. 1-4.
- RUTLEDGE J. C. & PRESTON R. L. (1978). *Experience with engineering classifications of rock*. Proc. Int. Tunnelling Symp., Tokyo, A3.1-A3.7.
- SERAFIM J. L. & PEREIRA J. P. (1983). *Considerations on the geomechanical classification of Bieniawski*. Proc. Int. Symp on Eng. Geol. and Underground Construction, Lisbon, Portugal, 33-44
- UMRAO R. K.; SINGH R.; AHMAD M. & SINGH T. N. (2011). *Stability analysis of cut slopes using continuous slope mass rating and kinematic analysis in Rudraprayag district, Uttarakhand*. Department of Earth Sciences, Indian Institute of Technology, Bombay, Powai. 73-87.
- VALLEJO G. de; FERRER, M.; ORTUÑO, L. & OTEO, C. (2002). *Ingeniería geológica*. Prentice Hall, Madrid, 715p.
- VARNES, D. J. (1978). *Slope movement types and processes*. Transportation and Road Research Board, National Academy of Science, Washington D. C., 11-33.
- WICKHAM, G. E.; TIEDEMANN, H. R; & SKINNER, E. H. (1972). *Support determination based on geologic predictions*. North American Rapid Excavation Tunneling Conf., Chicago, 43-64.

ANEXO 1

Este apêndice tem o objetivo de apresentar a ficha de campo elaborada para o desenvolvimento das investigações de campo.

