



**Instituto Superior de Engenharia do Porto**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

**Estudo geológico e geotécnico de taludes rochosos em S. Pedro da Afurada (Vila Nova de Gaia): contributos para a avaliação da estabilidade estrutural**

**Rosália Isaura Malta Ribeiro Monteiro**



**2008**





**Instituto Superior de Engenharia do Porto**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

**Estudo geológico e geotécnico de taludes rochosos em S. Pedro da Afurada (Vila Nova de Gaia): contributos para a avaliação da estabilidade estrutural**

**Rosália Isaura Malta Ribeiro Monteiro**

*Nº 1021088*

*Dissertação apresentada ao Instituto Superior de Engenharia do Porto para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Geotécnica e Geoambiente, realizada sob a orientação do Prof. Doutor Helder I. Chaminé, Professor Coordenador do Departamento de Engenharia Geotécnica do ISEP e da Dra. Maria José Afonso, Professora Adjunta do Departamento de Engenharia Geotécnica do ISEP.*



## **Júri**

### **Presidente**

Doutor José Augusto de Abreu Peixoto Fernandes

*Equiparado a Professor Adjunto, Departamento de Engenharia Geotécnica, Instituto Superior de Engenharia do Porto*

Doutor Helder Gil Iglésias de Oliveira Chaminé

*Professor Coordenador, Departamento de Engenharia Geotécnica, Instituto Superior de Engenharia do Porto*

Mestre Maria José Coxito Afonso

*Professora Adjunta, Departamento de Engenharia Geotécnica, Instituto Superior de Engenharia do Porto*

Mestre José Filinto Castro Trigo

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

Doutor António Alberto Teixeira Gomes

*Professor Auxiliar, Departamento de Geografia, Universidade do Porto*



*Dedico esta tese aos meus Avôs, Agostinho e Joaquim,  
que estão a olhar por mim...*



## **Agradecimentos**

São devidos agradecimentos a todos aqueles, que ao longo da elaboração desta dissertação de mestrado, me incentivaram e apoiaram a seguir em frente. A todos os que me ajudaram, ou que simplesmente compreenderam as minhas ausências, o meu bem-haja. Os meus sinceros agradecimentos:

Aos meus orientadores, pela supervisão, apoio no trabalho de campo e gabinete e entusiasmo na partilha das suas experiências que foram fundamentais para a conclusão deste estudo. Ao Prof. Doutor Helder I. Chaminé (DEG-ISEP), pela discussão e revisão das várias versões do manuscrito, bem como pela cedência de diversos elementos bibliográficos e técnicos de grande importância para a elaboração da presente tese. À Dra. Maria José Afonso (DEG-ISEP), pelo apoio na elaboração das várias versões do manuscrito e, sobretudo, na discussão das linhas de orientação prestadas de modo a construir uma tese coesa.

Ao Eng.º Filinto Trigo (DEC-ISEP), pelo apoio, nas diversas fases do estudo, relativo aos aspectos de estabilidade estrutural, bem como pelas várias visitas de campo e a partilha da sua experiência em geotecnia de taludes.

À Eng.ª Maria Eugénia Lopes (DEG-ISEP), pela disponibilidade prestada na execução dos ensaios geomecânicos de laboratório e revisão dos dados apresentados.

Ao Eng.º António Vieira (DEG-ISEP), pela revisão da tradução dos métodos de sustimento, relativos à classificação SMR.

Ao Dr. José A. Teixeira (LABCARGA-ISEP) pelo auxílio precioso prestado na cartografia vectorial e integração dos dados de campo e cartográficos em SIG.

Às minhas colegas de curso, Eng.ª Tânia Ramos, Eng.ª Patrícia Moreira e Eng.ª Catarina Rodrigues, pelo apoio espectacular e disponibilidade nos levantamentos geológico-geotécnicos de campo.

Um agradecimento especial aos directores dos Laboratórios do ISEP, Prof. Doutor H. I. Chaminé do Laboratório de Cartografia e Geologia Aplicada (LABCARGA) e do Prof. Doutor J. A. Fernandes do Laboratório de Geotecnia e Materiais de Construção (LGMC), por todas as facilidades na utilização dos recursos dos laboratórios do ISEP.

À Junta de Freguesia de S. Pedro da Afurada, na pessoa do presidente Sr. Eduardo Matos, por todos os esclarecimentos prestados, bem como a todos os habitantes da Afurada que de uma forma simpática nos cederam informações.

Aos meus colegas do Departamento Municipal de Vias Máquinas e Viaturas, em especial ao Eng.º Luís Brás, pela disponibilidade para analisar problemas propostos e pela partilha de informações e elementos diversos.

À minha “Chefe”, Eng.ª Rita Saraiva (CMG), pela compreensão e motivação para a importância do desenvolvimento e conclusão deste projecto, especialmente nos momentos mais adversos...

Às minhas colegas, de diversos departamentos da Câmara Municipal de Vila Nova de Gaia, pelo apoio e boa disposição em todos momentos.

Aos meus amigos e à minha família que compreenderam os meus humores, as minhas ausências e não deixaram de me apoiar.

Em especial ao meu marido, que me ajudou e apoiou, ao longo da elaboração desta tese.

A todos, sem excepção, o meu *Muito Obrigado!*

*Este trabalho recebeu apoio parcial do projecto HIDROURBAN – LABCARGA (IPP|PADInv/2007).*



### ***Palavras-chave***

*Taludes rochosos, Geotecnia, Técnica da amostragem linear, Classificações geomecânicas, Análise de estabilidade.*

### **Resumo**

Este trabalho pretende enfatizar a importância dos estudos geológicos e geotécnicos para uma melhor compreensão da estabilidade de taludes rochosos graníticos na região de São Pedro da Afurada (Vila Nova de Gaia, NW de Portugal). Este estudo envolveu, numa primeira fase, a caracterização da área em questão, nas vertentes topográfica, geológica e morfoestrutural e, numa etapa posterior, a sua avaliação geotécnica e geomecânica. Foram compiladas e integradas as principais características cartográficas, geológicas, geotécnicas e geomecânicas dos três taludes graníticos estudados, tendo-se recorrido à técnica da amostragem linear aplicada a superfícies expostas do maciço. Além disso, foi avaliada a resistência à compressão uniaxial do material-rocha com base nos ensaios esclerométrico e de resistência à carga pontual (*Point Load Test*, PLT). Procedeu-se, ainda, a um tratamento estatístico das discontinuidades, bem como dos parâmetros geológico-geotécnicos e geomecânicos a estas associados sugeridos pela ISRM. Com o intuito de classificar a qualidade do maciço rochoso, foram aplicadas as classificações geomecânicas RMR, GSI e SMR. A classificação SMR (*Slope Mass Rating*) foi particularmente importante para avaliar a estabilidade dos três taludes e permitiu extrapolar os potenciais mecanismos de rotura. A projecção estereográfica, em conjunto com o método do cone de atrito, foi também uma ferramenta muito útil para avaliar os potenciais processos de rotura nestes taludes. Pretende-se que esta metodologia contribua para um melhor conhecimento da estabilidade dos taludes rochosos na área ribeirinha do rio Douro, em Vila Nova de Gaia e que esta possa ser aplicada na prevenção e predição da instabilidade de taludes rochosos.



## ***Keywords***

*Rock Slopes, Geotechnics, Scanline sampling technique, Rock mass classifications, Stability analysis.*

## **Abstract**

This work emphasizes the importance of a geological and geotechnical study to a better understanding of granitic rock slopes stability in S. Pedro da Afurada locality (Vila Nova de Gaia, NW Portugal). This study involved, in a first stage, the characterization of the study area through topographic, morphostructural and geotectonical criteria and, in a subsequent stage, the characterization throughout geotechnical and geomechanical assessment. The main geological, geotechnical and geomechanical constraints were compiled and integrated along three granitic rock slopes. For this characterisation, the scanline sampling technique of discontinuities has been applied to the study of free rock-mass faces. In addition, uniaxial compressive strength was estimated by means of both Schmidt hardness and Point Load tests. In addition, the evaluation methods of field data for discontinuities sets and the statistical characterisation of all their ISRM parameters are also presented. In order to classify the quality of the granitic rock mass, RMR, GSI and SMR geomechanics classification systems were applied. Slope Mass Rating (SMR) classification was also fundamental to assess the stability of these slopes and to offer insights into the main potential local slope failure mechanisms. Stereographic projection provided a useful tool to assess the type of failure most likely to occur along with the application of the friction cone method. This methodology proved valuable to a better understanding of rock slope stability of left margin of Douro river, in Vila Nova de Gaia and it can applied to the accurate prediction of future slope instabilities.



1

## INTRODUÇÃO GERAL



# 1. INTRODUÇÃO GERAL

## 1.1. Enquadramento

O presente estudo enquadra-se na Unidade Curricular Dissertação/Projecto/Estágio, do 2º ano, do Curso de Mestrado em Engenharia Geotécnica e Geoambiente (EGG) do Departamento de Engenharia Geotécnica (DEG) do Instituto Superior de Engenharia do Porto (ISEP) do Politécnico do Porto, em estreita cooperação com a antiga Direcção Municipal de Obras e Equipamentos Municipais (DMOEM), actualmente Direcção Municipal de Obras Municipais e Mobilidade, da Câmara Municipal de Gaia (CMG). Foram estabelecidos contactos pela signatária entre as duas instituições, tendo-se realizado uma reunião em Dezembro de 2007 na CMG, com a então Directora da DMOEM-CMG Dra. Manuela Garrido e o Director do Curso de Mestrado EGG Prof. Doutor Helder I. Chaminé. Nesta reunião foram estabelecidas as bases de entendimento para apoiar o desenvolvimento do estudo técnico-científico que seria materializado, com a devida reserva para todos os elementos considerados confidenciais por ambas as partes, no formato Projecto da tese de mestrado. Esta investigação aplicada tem de ser encarada como uma peça fundamental na fase de projecto de qualquer estudo geológico-geotécnico, tendo em vista o enquadramento do problema nos seus múltiplos aspectos geo-científicos, históricos, patrimoniais e, sobretudo, fornecer ao projectista, numa fase subsequente, todos os elementos geológico-geotécnicos pertinentes para apoiar o correcto dimensionamento da estrutura de protecção dos maciços rochosos em estudo o que, obviamente, se repercutirá nos custos inerentes. Vicissitudes várias, levaram a que o presente estudo tivesse uma prioridade apenas académica em detrimento dos outros projectos ligados às funções desenvolvidas na CMG. Gostaríamos, ainda, de ressaltar todo o apoio e esclarecimentos prestados pela Junta de Freguesia de S. Pedro da Afurada, na pessoa do presidente, Sr. Eduardo Matos.

Esta dissertação pretende abordar a problemática da estabilidade de taludes rochosos e a sua consequente estabilização tendo em conta os aspectos geológicos, geotécnicos e geomecânicos do maciço envolvente. A área de investigação enquadra-se na denominada escarpa de S. Pedro da Afurada, em Gaia. A área abrange três taludes rochosos, localizados no sopé da igreja de S. Pedro da Afurada, junto à margem esquerda do rio Douro. Um dos taludes objecto deste estudo geológico-geomecânico, designado nesta dissertação como “talude da escadaria”, foi objecto de desprendimentos de alguns blocos graníticos, em Julho de 2007 e, mais recentemente, em Agosto de 2008. A perigosidade da presente situação, especialmente para a população local, outro público e ecossistemas associados, pela localização do referido talude rochoso, muito próximo a uma escadaria que dá acesso à igreja de S. Pedro da Afurada e à estrada municipal (rua da Praia),

conduziu a um reconhecimento de toda a escarpa da Afurada e área envolvente. Desta forma, procedeu-se a análise preliminar da proposta da eventual estabilização dos taludes em apreço.

O estudo teve início, formalmente, em Março de 2008, com a compilação de toda a bibliografia e documentação diversa (integrando dados do relatório de Monteiro, 2006). Os trabalhos de campo da presente investigação decorreram, fundamentalmente, durante os meses de Abril e Junho de 2008 (incluindo vários fins-de-semana para o trabalho de campo e em horário pós-laboral na execução dos ensaios laboratoriais no ISEP), totalizando 40 dias. Estes englobaram, então, o trabalho de reconhecimento e inspecção visual dos maciços, das cartografias geológica e aplicada, dos levantamentos geológico-geotécnicos para o estudo do estado da compartimentação do maciço e da qualidade geomecânica, ensaios geomecânicos “in situ” para avaliar a resistência do maciço, bem como da recolha, preparação e execução de amostras do material rochoso para ensaios geomecânicos em laboratório. Os levantamentos de campo foram realizados pela signatária desta dissertação, coadjuvada pelas colegas Eng.as Geotécnicas Tânia Ramos, Patrícia Moreira e Catarina Rodrigues (DEG-ISEP), sob coordenação técnico-científica dos Geólogos Professor Doutor Helder I. Chaminé e da Dra. Maria José Afonso (DEG-ISEP). Foi dado apoio, em várias fases desta investigação, em todos os aspectos relacionados com a estabilidade estrutural dos taludes pelo Eng.º Civil José Filinto Castro Trigo (Departamento de Engenharia Civil, ISEP). A Eng.ª Geotécnica Maria Eugénia Lopes (DEG-ISEP) participou na colheita de amostras para o ensaio geomecânico de carga pontual e coordenou todos os aspectos da preparação, execução e análise destes ensaios geomecânicos. No tratamento da cartografia e dos levantamentos geológico-geomecânicos recorreu-se às instalações do Laboratório de Cartografia e Geologia Aplicada (LABCARGA) do DEG-ISEP e os ensaios geomecânicos foram executados no Laboratório de Mecânica das Rochas do Laboratório de Geotecnia e Materiais de Construção (LGMC) do ISEP. O presente trabalho enquadra-se, ainda, ao abrigo do projecto HIDROURBAN – *“Hidrogeologia, geomecânica e geoconservação de antigas minas de água: contribuição para a gestão dos recursos hídricos subterrâneos em áreas urbanas e peri-urbanas”* apoiado pelo IPP|PADInv’2007, em desenvolvimento no LABCARGA-ISEP.

O trabalho em questão pretendeu, assim, fazer uma abordagem das metodologias a aplicar para o estudo da estabilidade de taludes rochosos, evidenciando a importância da caracterização geológica e geotécnica bem como da aplicação e interpretação das classificações geomecânicas, com vista à sugestão de soluções a adoptar para a estabilização dos taludes em questão.

## 1.2. Objectivos

Podemos destacar que os principais objectivos deste trabalho foram:

- O reconhecimento geomorfológico, geológico e hidrogeológico, inspecção visual e cartografia dos maciços que constituem a escarpa de S. Pedro da Afurada e área envolvente. Propor um modelo geológico e morfotectónico da área;
- A caracterização geológico-geotécnica de taludes rochosos pré-seleccionados (“talude da escadaria”, “talude do rio” e “talude do parque”), aplicando a técnica da amostragem linear em superfícies (descontinuidades) expostas do maciço para a avaliação do grau de compartimentação e caracterização geotécnica-geomecânica através da aplicação da *Basic Geotechnical Description of Rock Masses (BGD)*, proposta pela *International Society for Rock Mechanics (ISRM, 1981)* e outras recomendações propostas pela ISRM (1978, 2007), pela *Geological Society Engineering Group Working Party Report (GSE, 1995)*, pela *Committee on Fracture Characterization and Fluid Flow (CFCFF, 1996)* e pela *International Association Engineering Geology (IAEG, 1981a,b,c)*;
- A realização de ensaios “in situ” e laboratoriais (Esclerómetro portátil ou “*Martelo de Schmidt*” e Ensaio de Carga Pontual ou “*Point Load Test*”) para estimar a resistência do material rochoso dos maciços em estudo. Estes estudos foram complementados com uma análise global e particular dos dados obtidos no trabalho de campo;
- Proposta de um zonamento geotécnico, função dos estudos anteriores, para os taludes de S. Pedro da Afurada;
- A aplicação das classificações geomecânicas (RMR – *Rock Mass Rating* de Bieniawski, 1976, 1984, 1989), SMR – *Slope Mass Rating* de Romana, 1985, 1993, 1997) e GSI (Hoek, 2007) para a caracterização da qualidade geotécnica e geomecânica dos taludes rochosos. Proposta dum modelo geomecânico global;
- Breves considerações preliminares sobre a estabilidade dos taludes em apreço para a aplicação das soluções de estabilização estrutural dos maciços.



**2**

## **CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA DE MACIÇOS ROCHOSOS**



## 2. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA DE MACIÇOS ROCHOSOS

### 2.1. Generalidades

Só a partir de meados do século XX é que se encarou com especial interesse o estudo do comportamento mecânico das rochas. Os trabalhos científicos nesta área centraram-se no estudo das rochas superficiais brandas, não consolidadas, os solos. Assim, a chamada Mecânica dos Solos adquiriu, em primeiro lugar, um estatuto de individualização (Terzaghi & Peck, 1987).

A Mecânica das Rochas desenvolveu-se sobretudo nos últimos 50 anos, sendo que a designação deste novo ramo da mecânica apareceu por volta de 1955 (Simões Cortez, 2004). As primeiras obras em que se procurou compilar do ponto de vista formal os conhecimentos existentes foram a de Talobre (1957) intitulada *“La mécanique des roches appliquée aux travaux publics”*, e a de Müller (1963), sob o título *“Der Felsbau”* (segundo Rocha, 1971, 1981) poder-se-ia traduzir como *“A construção em rocha”*. Mais tarde, Mello Mendes (1967/68) propõe o termo *Geomecânica* como uma designação mais abrangente e como a mecânica que estuda o comportamento reológico dos materiais geológicos considerados na prática como rocha (e, conseqüentemente, dos maciços rochosos) e a generalização desse estudo aos problemas que se apresentam ao Engenheiro e ao Geólogo.

A Geomecânica tem ampla aplicação no projecto, concepção e execução de trabalhos em que é necessário ter em consideração o comportamento de um maciço rochoso, sejam eles fundações, túneis, taludes, etc. A mecânica das rochas está interligada com disciplinas como a geologia estrutural, a geologia aplicada (geologia de engenharia, hidrogeologia, geologia mineira, ...), a mecânica dos solos, a mecânica dos sólidos (em particular, a elasto-plasticidade dos materiais) e os métodos computacionais. A interpenetração das fronteiras de disciplinas vizinhas é particularmente acentuada no caso da mecânica das rochas e dos solos. Por isso, há autores que consideram que a Geomecânica é uma área científica que reúne a Mecânica das Rochas e a Mecânica dos Solos (Bock, 2006).

Os maciços rochosos estão sujeitos a solicitações que afectam a sua estabilidade. O estudo da potencial instabilidade de um maciço rochoso é uma tarefa difícil que requer um trabalho de campo cuidado e uma boa análise dos dados obtidos. Esta análise é feita normalmente com recurso às classificações geomecânicas, que se tornaram uma ferramenta universal para auxiliar a execução de projectos em engenharia de maciços rochosos. Para aplicar as classificações geomecânicas é necessário conhecer as características e as propriedades geológico-geotécnicas do maciço. Para tal efectua-se, em regra, uma recolha da informação geológica de base, especialmente litológica e geológico-estrutural, bem como das condições hidrogeológicas e

geomorfológicas da área em estudo. Seguidamente realiza-se uma caracterização da compartimentação do maciço através do registo das características geométricas e mecânicas de todas as descontinuidades. O estudo do maciço culmina, geralmente, com a proposta do designado zonamento geotécnico e o estabelecimento, se possível, de um modelo conceptual geológico-geotécnico do maciço (Rocha, 1981). Para Dinis da Gama (1991), a determinação das características geomecânicas do maciço surge como uma das prioridades em qualquer projecto de engenharia de maciços.

## **2.2. Fases do estudo geológico-geotécnico**

É prática corrente considerar-se que os estudos geológico-geotécnicos e geomecânicos se desenvolvam nas diversas fases do projecto estando associados aos estudos de reconhecimento *in situ*.

Numa primeira abordagem, é fundamental que se realize uma pesquisa bibliográfica que permita analisar todos os antecedentes do local em estudo. Esta fase deve ser ainda complementada com uma rigorosa inspecção *in situ* com o objectivo de analisar a existência de perigos eminentes, para que se tomem medidas no sentido de minimizar os perigos para que as fases seguintes de reconhecimento se desenvolvam em segurança.

Na fase de reconhecimento *in situ*, os trabalhos visam, essencialmente, a caracterização da compartimentação do maciço rochoso, realizando o registo das características geométricas e mecânicas de todas as descontinuidades. Os estudos a realizar são apoiados, como se referiu anteriormente, na recolha da informação geológica de base, especialmente a litológica, a geológico-estrutural, incluindo as condições hidrogeológicas e geomorfológicas. Na fase de projecto, os estudos visam essencialmente, numa primeira abordagem, o zonamento geotécnico do maciço e a classificação geotécnica das respectivas zonas. Com base nesta informação complementa-se, sempre que possível, com análises de estabilidade feitas com o recurso a métodos e modelos numéricos, procede-se à escolha dos métodos de estabilização e à definição das condições hidráulicas, nomeadamente as relativas à drenagem do maciço (González de Vallejo et al., 2002; Brady & Brown, 2004).

### 2.3. Descontinuidades: noção, tipos e génese

Designa-se por descontinuidade qualquer entidade geológica que interrompa a continuidade física de uma dada unidade geológica (Rocha, 1981; Brady & Brown, 2004). As descontinuidades são de extrema importância pois, ao seccionarem um dado maciço rochoso, vão influenciar as propriedades geomecânicas deste, uma vez que lhe conferem um comportamento, em termos de deformabilidade, permeabilidade e resistência ao corte, muito diferente do inicial. É comum o uso do termo descontinuidade para descrever a maior parte das superfícies estruturais (tais como falhas, diaclases, estratificação, xistosidade, etc.) de um dado maciço.

Pode-se definir descontinuidade como um qualquer plano de separação no maciço rochoso, que pode ter origem sedimentar (superfícies de estratificação ou de laminação), diagenética (estruturas filoneanas) ou tectónica (diaclases e falhas). As descontinuidades podem ser agrupadas em sistemáticas, quando aparecem em famílias e em singulares, quando aparece um único plano que atravessa o maciço (quadro 1).

Quadro 1 - Classificação das descontinuidades quanto ao tipo, sistemáticas ou singulares (adaptado de ISRM, 1978, 1981; González de Vallejo et al., 2002).

Descontinuidades	Sistemáticas	Singulares
<b>Planares</b>	Planos de estratificação Planos de laminação Planos de xistosidade Diaclases e fissuras	Falhas Filões Discordâncias
<b>Lineares</b>	Intersecção de descontinuidades planares Lineações	Eixos de dobras

Os maciços rochosos apresentam, normalmente, estruturas descontínuas e heterogéneas, resultando estas da própria anisotropia do material rochoso e das descontinuidades (em particular das estruturas frágeis) que compartimentam o maciço (Rocha, 1981). A frequência do seu aparecimento está relacionada com a litologia e as tensões tectónicas actuantes. As diaclases formam-se quando o material rochoso é sujeito a uma dada tensão e, também, quando essas tensões deixam de se exercer. Assim, não são só os campos de tensões regionais que geram diaclases. A erosão, por exemplo, ao remover as camadas geológicas superficiais alivia as tensões confinantes das rochas subjacentes, provocando, muitas vezes, o desenvolvimento de diaclases. Também as arribas marinhas, ao recuarem devido à actuação das ondas na sua base, provocam uma relaxação que, com frequência, conduz ao desenvolvimento de diaclases. Estas

descontinuidades podem, também, desenvolver-se em rochas ígneas extrusivas, devido às tensões que se desenvolvem quando a lava arrefece e diminui de volume. Em geral, as diaclases intersectam superfícies geológicas tais como superfícies de estratificação, de clivagem e de xistosidade. Designam-se por diaclases de corte (*shear joint*) aquelas que são devidas a tensões de corte e por diaclases de tracção (*tension joint*) as que são originadas por tensões de tracção (González de Vallejo et al., 2002).

Quando o maciço é sujeito a um soerguimento tectónico, as variações da pressão intersticial presente nas rochas desempenha um papel fundamental na génese da fracturação. Consoante o valor daquela pressão, a fracturação será por corte ou por tracção.

Um conjunto de diaclases sensivelmente paralelas numa dada região designa-se por família de diaclases (*joint set*), enquanto o conjunto de duas ou mais famílias de diaclases nessa região designa-se por sistema de diaclases (*joint system*). Duas famílias de diaclases com orientações aproximadamente normais entre si designam-se por ortogonais. No caso das diaclases, é relativamente frequente a ocorrência de três famílias principais com atitudes sensivelmente normais entre si, como ocorre muitas vezes em maciços de rochas ígneas, ou mesmo nos maciços sedimentares e metamórficos em que uma das famílias corresponde, respectivamente, às superfícies de estratificação e de xistosidade (González de Vallejo et al., 2002). Pode-se observar um esquema do diaclasamento num batólito granítico na figura 1.

Atendendo à sua origem, distinguem-se vários tipos de diaclases (*e.g.*, Pereira, 1985; Davis & Reynolds, 1996; Sodré Borges, 2002):

- Diaclases de origem tectónica associadas a dobramentos e a falhas. As diaclases associadas a falhas dispõem-se, normalmente, paralelamente à superfície de falha e com uma frequência que diminui com o aumento da distância da origem da mesma.
- Diaclases em rochas ígneas formadas por contracção durante ou depois do dobramento do corpo ígneo. Apresentam uma disposição característica em três famílias ortogonais entre si, como é o caso das diaclases com origem em lavas basálticas.

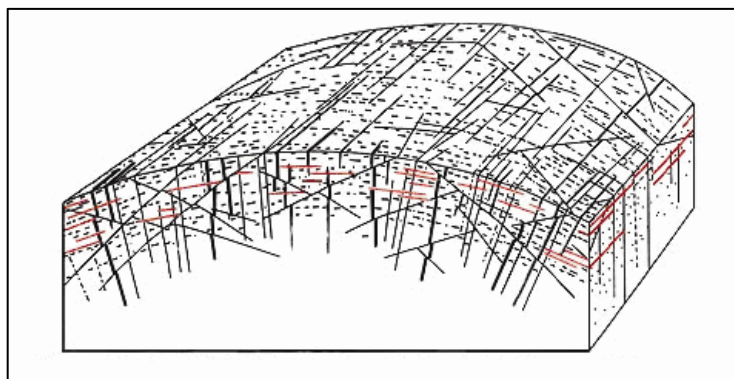


Figura 1 – Diaclases num batólito granítico  
(adaptado de [http://www.dct.uminho.pt/PNPG/trilhos/pitoe/paragem2/diacl\\_granito.jpg](http://www.dct.uminho.pt/PNPG/trilhos/pitoe/paragem2/diacl_granito.jpg)).

O desenvolvimento de diaclases é, geralmente, apenas o início de uma longa série de transformações que vão afectar as rochas. Por exemplo, estas descontinuidades facilitam a penetração e a circulação profundas do ar e da água, os quais aceleram a alteração das rochas. Por outro lado, as raízes podem penetrar, por vezes profundamente, pelas diaclases, provocando a sua abertura e a fracturação suplementares.

Em rochas sedimentares, os planos de estratificação são as superfícies que limitam os estratos, sendo estas normalmente sistemáticas e com elevada continuidade, cujo espaçamento oscila geralmente, entre poucos centímetros e vários metros. As superfícies de laminação são descontinuidades sistemáticas que aparecem em rochas sedimentares, correspondendo aos planos que limitam as lâminas ou níveis mais pequenos de uma sequência sedimentar.

Quando uma formação geológica é afectada pela acção de elevadas tensões de compressão (resultantes de fenómenos tectónicos ocorridos a elevadas pressões e temperaturas), estas dão origem a descontinuidades perpendiculares à acção exercida, sendo designadas por planos de xistosidade.

Do ponto de vista geotécnico, importa determinar a amplitude da abertura das diaclases e a sua variação (ao longo do plano de diaclasamento). Quando preenchida, a natureza do preenchimento tem de ser bem especificada (em particular, as suas características mecânicas). Se as diaclases não estiverem preenchidas é importante, do ponto de vista geotécnico, caracterizar a sua rugosidade (ISRM, 1981; Sodr e Borges, 2002), pois destas características depender a o comportamento mecânico das descontinuidades.

As diaclases são descontinuidades formadas posteriormente   forma o do material-rocha e surgem como resultado de ac es tect nicas ou de fen menos de descompressão do maciço, por altera o ou retrac o do material. Estas descontinuidades são as que ocorrem mais frequentemente nos maciços rochosos e, segundo a ISRM (1978), correspondem a superfícies que ocorrem no material-rocha ao longo das quais não existe rejeito entre os blocos. Estas são tipicamente planas e constituem estruturas planares, características de um comportamento frágil ou semi-frágil das rochas.

Por outro lado, uma falha   um acidente tect nico ocorrente no maciço, ao longo da qual houve deslocamento relativo entre os blocos, designando-se, usualmente, esta superfície de deslocamento por superfície ou plano de falha. Estes acidentes desenvolvem-se quando as tensões (compressivas, distensivas ou tangenciais) que se exercem nas rochas ultrapassam o ponto de ruptura.

As falhas (figura 2) apresentam, geralmente, grande continuidade no maciço rochoso e deslocamento relativo dos dois blocos, que se pode normalmente identificar pela existência de estrias ao longo do plano de falha (superfície de deslizamento). Se os blocos estão separados

entre si, definem uma caixa de falha que pode estar preenchida por materiais, muitas vezes resultantes da própria trituração da rocha durante o movimento. A brecha de esmagamento das paredes de uma falha é designada por milonito. Por vezes, quando os blocos se deslocam, um relativamente ao outro, fracturam-se em pedaços pequenos que ficam entre eles, e que mais tarde podem ser agregados por qualquer tipo de cimento, constituindo uma brecha de falha ou de fricção.

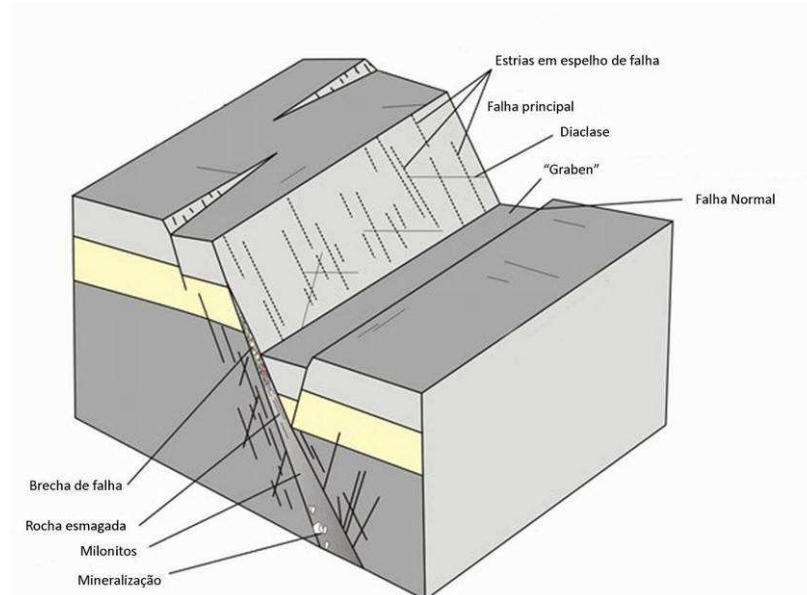


Figura 2 - Anatomia de uma zona de falha (adaptado de [http://www.georoteiros.pt/georoteiros/apagina/A\\_licoesdetalhe.aspx?IDlicao=27&capitulo=59&pLetra=&ACTIVO=&TITULO=&TIPO\\_tema=&lista=](http://www.georoteiros.pt/georoteiros/apagina/A_licoesdetalhe.aspx?IDlicao=27&capitulo=59&pLetra=&ACTIVO=&TITULO=&TIPO_tema=&lista=))

Uma falha é caracterizada essencialmente pela direcção e pela inclinação do seu plano de falha. Devido à movimentação ocorrida na falha, dois pontos previamente adjacentes (ditos pontos homólogos) ficaram afastados de determinada distância. Essa distância é designada por rejeito da falha (figura 3). É frequente utilizarem-se, também, as designações de rejeito horizontal (distância, na horizontal, que separa dois pontos homólogos), e rejeito vertical (distância, na vertical, que separa dois pontos homólogos), a adição vectorial destes dois rejeitos resulta no rejeito real.

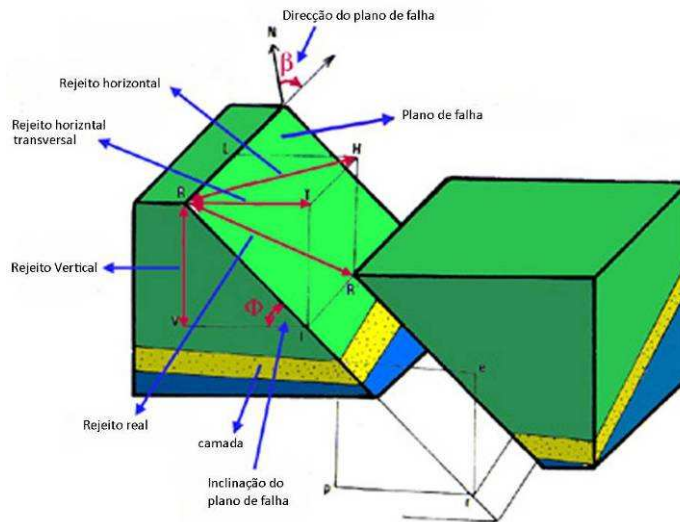


Figura 3 – Rejeito de uma falha  
(adaptado de [http://w3.uaig.pt/~jldias/oceangeol/1\\_INTRODUCAO/16\\_Tectonica/Falha.jpg](http://w3.uaig.pt/~jldias/oceangeol/1_INTRODUCAO/16_Tectonica/Falha.jpg)).

Designa-se por falha activa quando esta apresenta, na actualidade, evidências de movimento mensurável, e destas assumem particular relevância as que estão na origem de fenómenos de natureza sísmica. As falhas podem ser normais, inversas e de desligamento (figura 4). A extensão das falhas pode variar entre alguns metros e centenas de quilómetros.

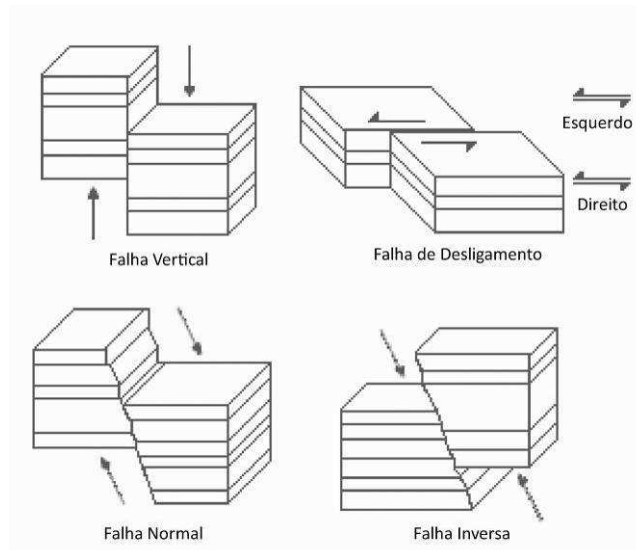


Figura 4 – Tipos de falhas  
(adaptado de [http://e-geo.ineti.pt/geociencias/edicoes\\_online/diversos/cartas/capitulo6.htm](http://e-geo.ineti.pt/geociencias/edicoes_online/diversos/cartas/capitulo6.htm)).

## 2.4. Caracterização e compartimentação do maciço rochoso

### 2.4.1. Metodologia e sistemática

A descrição dos maciços rochosos com fins geotécnicos necessita de atenção e de medidas adicionais às geológicas. Desta forma justifica-se a necessidade de estabelecer uma sistemática que uniformize critérios e facilite a comunicação entre todos os profissionais que tenham de realizar estudos semelhantes. Esta descrição pode implicar um certo grau de subjectividade que se deve evitar, na medida do possível, realizando observações sistemáticas e utilizando uma terminologia padronizada (e.g., ISRM, 1987, 1981, 2007). A descrição dos maciços rochosos pode ser resumida nas seguintes etapas (ISRM, 1987, 1981), a saber:

- descrição das características gerais do afloramento e área envolvente — litologia, geomorfologia, geologia estrutural, tipo de descontinuidades, composição mineralógica, textura do material-rocha e grau de alteração;
- divisão em zonas geotécnicas e descrição geral de cada zona — a divisão em zonas mais ou menos homogéneas realiza-se a partir de critérios fundamentalmente geológicos (litologia e estrutura), grau de fracturação, grau de alteração, resistência do material rochoso e outros parâmetros geotécnicos (rugosidade, terminação, curvatura, preenchimento, etc.). O número de zonas que se estabelece e a extensão das mesmas dependerá do grau de heterogeneidade dos materiais e estruturas que formam o maciço rochoso;
- descrição pormenorizada de cada zona geotécnica — esta descrição é levada a cabo em separado e detalhadamente, o mais objectiva e clara possível, recorrendo-se, normalmente, a uma terminologia recomendada (e.g., ISRM, 1978, 1981; GSE, 1995; CFCCF, 1996);
- descrição dos parâmetros do maciço rochoso — a partir de dados recolhidos em cada estação geológico-geotécnica. Estabelecem-se, ainda, parâmetros referentes as número de famílias de descontinuidades, orientação e características representativas a cada uma delas, determinando a sua importância relativa, tamanho, forma dos blocos, grau de alteração, etc;
- caracterização global e classificação geomecânica do maciço rochoso — tem como objectivo definir a qualidade e resistência do maciço, através da quantificação de parâmetros geológico-geotécnicos e modelação físico-matemática.

### **2.4.2. Reconhecimento geológico**

Qualquer estudo geológico e geotécnico de um maciço interessado por obras de Engenharia, não deve ser iniciado sem se proceder ao seu reconhecimento. Em termos genéricos, numa primeira fase, procede-se à pesquisa de toda a informação existente que contemple a região em estudo, nomeadamente, a elementos de natureza topográfica, geológica, sismológica e geotécnica. A recolha sistemática da informação possível que contemple a área em estudo recorrendo ao estudo selectivo da bibliografia regional, à análise de mapas topográficos e fotografias aéreas e/ou imagens de satélite e, por fim, ao estudo, caso existam, dos relatórios geológicos e geotécnicos preliminares.

Numa fase posterior, procede-se ao reconhecimento de campo abrangendo sempre uma área maior do que a directamente interessada pela obra, de forma a permitir fazer uma ideia correcta das características geológicas regionais. Este reconhecimento tem por finalidade, na maioria dos casos, a elaboração da cartografia geológica a escala adequada ao tipo e dimensão da obra. As características hidrogeológicas dos maciços, os aspectos morfotectónicos e geomorfológicos e a actividade sísmica da região deverão igualmente ser incorporadas, se possível, no reconhecimento geológico.

Com este estudo consegue-se estabelecer o desenvolvimento das várias unidades geológicas ocorrentes na zona em estudo, bem como de acidentes geotectónicos (à escala regional e local) que se considerem de importância para o projecto e para a obra.

### **2.4.3. Cartografia das superfícies expostas do maciço**

A metodologia a seguir para uma correcta descrição das superfícies expostas do maciço, pode resumir-se nas seguintes etapas:

- Descrição das características geológicas gerais;
- Divisão em zonas geotécnicas e descrição geral de cada zona;
- Descrição geológico-geotécnica detalhada de cada zona (material-rocha e discontinuidades);
- Descrição dos parâmetros geotécnicos do maciço rochoso.

O estudo geral do maciço deve incluir a identificação, descrição e caracterização dos vários aspectos geológico-geotécnicos, o tipo de litologia, o estado de alteração, o estudo das discontinuidades e as condições hidrogeológicas. Assim, para o estudo das características

geológico-geotécnicas dos maciços rochosos deve-se recorrer à técnica da amostragem linear aplicada à “Basic Geotechnical Description of Rock Masses” (ISRM, 1981) ou simplesmente designada por BGD.

A divisão em zonas geotécnicas realiza-se a partir de critérios essencialmente litológicos e geológico-estruturais. A descrição de cada zona deve ser o mais objectiva possível, recorrendo-se a uma terminologia recomendada e devendo ser efectuada por uma caracterização qualitativa e, sempre que possível, quantitativa. Dá-se também uma atenção particular ao estudo das famílias e das características geológico-estruturais das descontinuidades ocorrentes.

#### **2.4.4. Parâmetros geológico-geotécnicos das descontinuidades**

As propriedades e a compartimentação dos maciços rochosos em termos de resistência, deformabilidade e coeficiente hidráulico estão definitivamente condicionadas pelas descontinuidades (ISRM, 1978; CFCFF, 1996; Brady & Brown, 2004). O aspecto mais importante na determinação da resistência dos maciços rochosos fracturados prende-se com a resistência ao corte nas descontinuidades. Para tal, é necessário definir as características e as propriedades dos planos de descontinuidades (Grossmann, 1996). A descrição das diferentes famílias de descontinuidades num maciço rochoso deverá incluir os seguintes parâmetros geológico-geotécnicos (figura 5):

- atitude geológica (direcção/inclinação);
- grau de fracturação;
- continuidade ou persistência;
- rugosidade;
- resistência das paredes das descontinuidades;
- abertura;
- enchimento;
- grau de alteração;
- percolação de água.

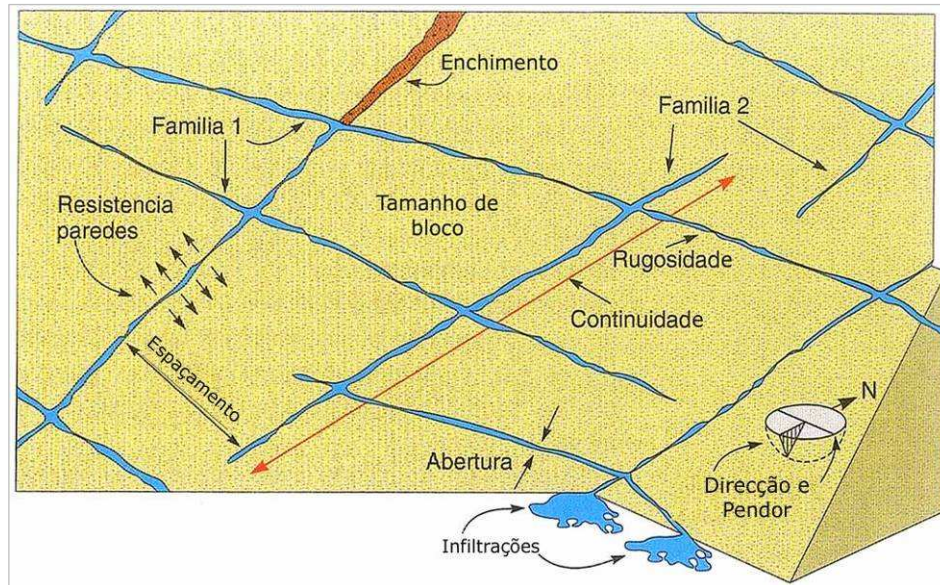


Figura 5 - Representação esquemática das propriedades geológico-geotécnicas das descontinuidades (adaptado de González de Vallejo et al., 2002).

Um maciço pode classificar-se pelo seu número de famílias de descontinuidades, como se pode observar no quadro 2.

Quadro 2- Classificação de um maciço rochoso quanto ao número de famílias de descontinuidades (adaptado de ISRM, 1981).

Tipo de maciço rochoso	Número de famílias de descontinuidades
I	Maciço compacto, com algumas descontinuidades ocasionais dispostas aleatoriamente.
II	Uma família de descontinuidades.
III	Uma família de descontinuidades e ainda algumas descontinuidades ocasionais dispostas aleatoriamente.
IV	Duas famílias de descontinuidades.
V	Duas famílias de descontinuidades e ainda algumas descontinuidades ocasionais dispostas aleatoriamente.
VI	Três famílias de descontinuidades.
VII	Três famílias de descontinuidades e ainda algumas descontinuidades ocasionais dispostas aleatoriamente.
VIII	Quatro ou mais famílias de descontinuidades.
IX	Maciço de rocha esmagada, com o aspecto idêntico ao de um solo.

#### 2.4.4.1. Atitude geológica (direcção/inclinação)

A atitude geológica de uma descontinuidade é definida através da direcção e da inclinação, sendo a sua medição realizada com recurso à “bússola de geólogo” ou bússola com clinómetro.

A direcção é o ângulo que uma linha horizontal do plano define com o Norte magnético; por outro lado, a inclinação é o ângulo que a recta de maior declive do plano (perpendicular à direcção) define com o plano horizontal (figura 6).

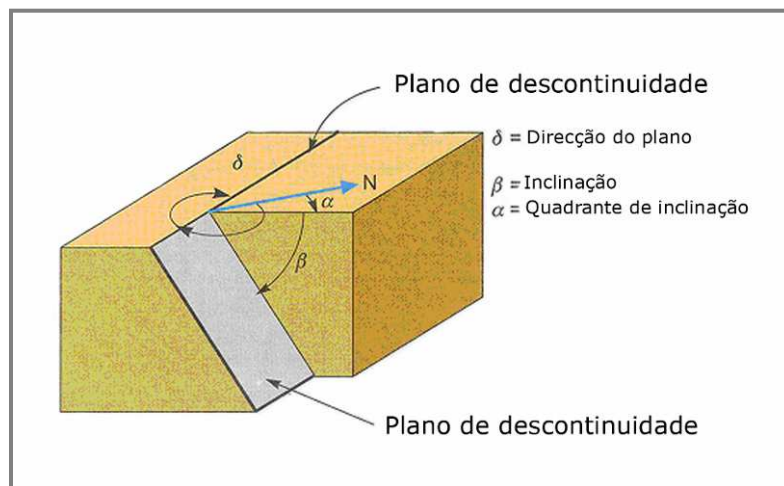


Figura 6 - Atitude geológica de uma descontinuidade (adaptado de González de Vallejo et al., 2002).

No estudo de um maciço rochoso é aconselhável medir um número suficiente de descontinuidades para definir cada família. O número de medidas dependerá da dimensão da zona estudada, bem como da aleatoriedade das orientações dos planos.

#### 2.4.4.2. Grau de fracturação

O grau de fracturação (*fracture intercept*, ISRM, 1981), é a distância média entre descontinuidades sucessivas medida segundo a intersecção com a linha de amostragem (*scanline*). Este conceito não pressupõe, tal como refere a ISRM (1981), uma estimativa do espaçamento entre descontinuidades da mesma família, mas em relação ao espaçamento entre todas descontinuidades cartografadas, se possível segundo uma linha de amostragem, no maciço. Sempre que possível dever-se-á estimar o grau de fracturação global (independentemente das famílias consideradas) e, se possível, o espaçamento entre cada família (ISRM, 1981).

Denomina-se espaçamento ao afastamento médio entre descontinuidades, medido segundo a normal aos seus planos. Para cada família, o espaçamento entre as descontinuidades será calculado por subtracção das distâncias à origem da fita graduada.

A frequência média das descontinuidades designa-se como a média do número de descontinuidades cartografadas por unidade de comprimento ao longo de uma linha de amostragem, sendo por esta razão recíproca da média do espaçamento. A frequência média é, então, uma medida do grau de fracturação da rocha ao longo de referida linha numa dada direcção (Chaminé et al., 2001).

O espaçamento das descontinuidades, especialmente no caso das diaclases, condiciona (ISRM, 1978, 1981):

- o tamanho individual dos blocos de rocha intacta. Se o maciço tiver uma fracturação muito apertada estão reunidas as condições para que o seu comportamento se aproxime do evidenciado por materiais de natureza granular;
- em casos excepcionais, um espaçamento apertado pode modificar o tipo de rotura da massa rochosa, ou seja, de uma rotura planar para uma rotura circular;
- tal como no caso da atitude, a importância do espaçamento aumenta quando outras condições para a deformação estiverem presentes. Por exemplo, a reduzida resistência ao corte e um número suficiente de descontinuidades combinam-se para que um escorregamento possa ocorrer;
- o espaçamento individual de descontinuidades e a associação de várias famílias, influenciam fortemente a permeabilidade do maciço e as suas características de percolação.

A ISRM (1978, 1981) propõe que seja utilizada uma terminologia para caracterizar os maciços em função do espaçamento das descontinuidades, tal como se pode ver no quadro 3.

Quadro 3 - Terminologia para caracterizar os maciços em função do espaçamento das descontinuidades segundo a ISRM (1978, 1981).

Intervalos (cm)	Simbologia		Designações	
> 200	F <sub>1</sub>	F <sub>1-2</sub>	Muito afastadas	Afastadas
60 – 200	F <sub>2</sub>		Afastadas	
20 – 60	F <sub>3</sub>	F <sub>3</sub>	Medianamente afastadas	Medianamente afastadas
6 – 20	F <sub>4</sub>	F <sub>4-5</sub>	Próximas	Próximas
< 6	F <sub>5</sub>		Muito próximas	

### 2.4.4.3. Continuidade ou persistência

Designa-se por continuidade ou persistência o comprimento da descontinuidade. Esta é calculada medindo o seu traço no plano de observação. As medições devem ser individualizadas por famílias e seguidamente deve ser feito um tratamento estatístico.

É um parâmetro de grande importância mas de quantificação difícil a partir da observação de afloramentos, nos quais se conseguem visualizar os traços dos planos de descontinuidade segundo uma inclinação aparente. A continuidade das descontinuidades é muitas vezes determinante para definir as características mecânicas de potenciais superfícies de rotura. No caso de taludes rochosos e fundações de barragens é de enorme importância tentar avaliar o grau de continuidade das descontinuidades que apresentam orientação desfavorável à estabilidade.

A medição da continuidade realiza-se mediante a utilização de uma fita graduada. É importante destacar as famílias mais contínuas, uma vez que geralmente, serão estas que condicionam os planos de rotura do maciço rochoso. A ISRM (1978, 1981) definiu o conceito de persistência, traduzido pelo comprimento das interações (L) da família de descontinuidades em estudo, numa superfície exposta e estabeleceu cinco termos, como se pode observar no quadro 4.

Quadro 4 - Descrição da continuidade das descontinuidades (ISRM, 1981).

Continuidade	Distância (m)
Muito pouco contínuas	< 1
Pouco contínuas	1 – 3
Medianamente contínuas	3 – 10
Contínuas	10 – 20
Muito contínuas	> 20

### 2.4.4.4. Rugosidade

A superfície que constitui as paredes das descontinuidades apresenta-se, em geral, irregular. A esta irregularidade dá-se o nome de rugosidade. Este parâmetro tem grande influência na resistência ao corte do maciço. Desta forma, quanto maior for a rugosidade maior será a resistência. A ISRM (1978, 1981) propôs que a superfície das descontinuidades fosse incluída num dos grupos seguintes: denteada, ondulada e plana.

A ondulação e a rugosidade dos planos podem controlar as possíveis direcções de deslocamento relativo dos blocos. Estas características definem a resistência ao corte para as distintas direcções, podendo a resistência ser muito variável segundo a direcção do movimento. Consoante a direcção e intensidade dos sucessivos campos de tensões a que as discontinuidades estiveram submetidas, estas poderão apresentar várias ordens de ondulações. Quando as paredes das discontinuidades se encontram em contacto, estas ondulações causam dilatação durante o corte, dado que são demasiadamente grandes para serem cisalhadas; deste modo este tipo de ondulações são normalmente responsáveis pela orientação inicial do deslocamento. Ocorrem ainda ondulações de pequena escala (designadas de 2ª ordem), que tendem a sofrer cisalhamentos durante o deslocamento relativo dos blocos, contribuindo assim para o aumento da resistência ao corte avaliada, por exemplo, em ensaios de laboratório.

A rugosidade pode ser medida no campo a partir de diversos métodos, dependendo, quer da exactidão requerida e da escala de medida, quer da acessibilidade aos afloramentos. O método mais expedito é o da comparação visual das discontinuidades com os perfis padrão de rugosidade. A ISRM (1978, 1981) considera que cada um dos três tipos de superfície de discontinuidade (denteada, ondulada ou plana) pode ser ainda subdividido em três sub-classes: rugosa, lisa e estriada como se pode observar no quadro 5.

Quadro 5 - Classificação da rugosidade das discontinuidades (adaptado da ISRM, 1981).

Classe	Descrição	Designação (R)	Forma de perfil
I III III	Rugosa Lisa Estriada	$R_{1-2}$ Pouco rugosa	Denteada
IV V VI	Rugosa Lisa Estriada	$R_3$ Medianamente rugosa	Ondulada
VII VIII IX	Rugosa Lisa Estriada	$R_{4-5}$ Muito rugosa	Plana

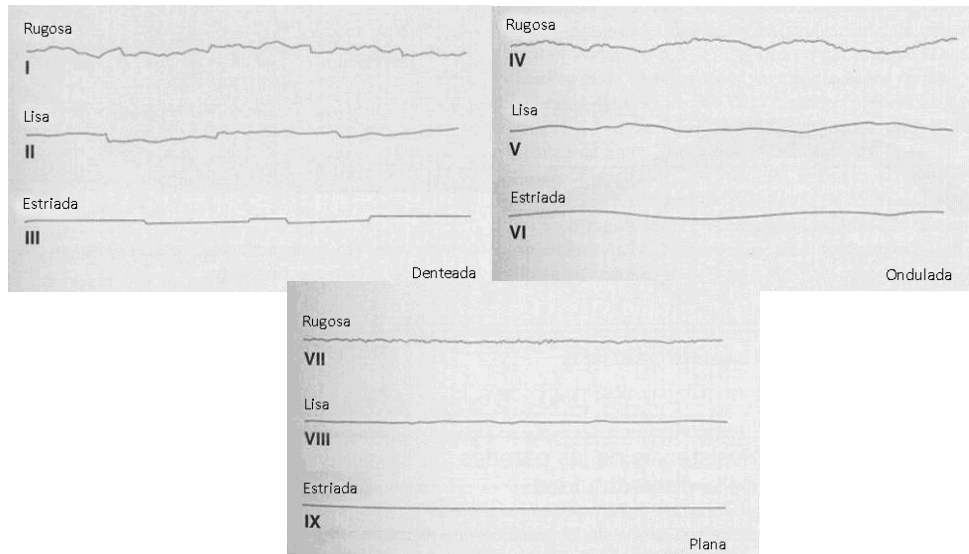


Figura 7- Perfis de rugosidade (adaptado de González de Vallejo et al., 2002).

#### 2.4.4.5. Resistência das paredes das discontinuidades

As características das paredes dos blocos de material-rocha adjacentes à descontinuidade são outro aspecto a ter em conta, por serem condicionantes da sua resistência e das características de condutividade hidráulica. Assim, a resistência à compressão do material-rocha que constitui as paredes das descontinuidades é uma componente muito importante da resistência ao corte e deformabilidade especialmente no caso em que as paredes estão em contacto directo, o que acontece, em regra, no diaclasamento fechado. Por isso, recorre-se a uma definição da resistência obtida por meio de correlações com outras propriedades. Assim é habitual analisar o estado de alteração, a dureza determinada com esclerómetro portátil (martelo de Schmidt), ou simplesmente por resposta ao toque com o martelo de Geólogo. No quadro 6 apresenta-se a terminologia proposta pela ISRM (1978) para caracterizar as paredes do material-rocha que limitam a descontinuidade.

Quadro 6 - Terminologia para caracterização do estado de resistência (adaptado de ISRM, 1978).

<b>Grau (R - Rock)</b>	<b>Descrição</b>	<b>Características</b>	<b>Resistência à compressão uniaxial aproximada (MPa)</b>
<b>R<sub>0</sub></b>	Rocha muito branda	Marcada pela unha do polegar.	0,25 – 10
<b>R<sub>1</sub></b>	Rocha branda (I)	Fragmentada com pancadas firmes percutidas com a ponta do martelo de Geólogo. Pode ser cortada em fatias com um canivete.	1 – 5
<b>R<sub>2</sub></b>	Rocha branda (II)	Pode ser cortada em fatias com um canivete com dificuldade. Marcas superficiais obtidas com pancadas firmes percutidas com a ponta do martelo de Geólogo.	5 – 25
<b>R<sub>3</sub></b>	Rocha razoavelmente resistente	Não pode ser esmigalhada ou cortada em fatias com canivete. Podem-se obter fragmentos de rocha com uma pancada seca do martelo de Geólogo.	25 – 50
<b>R<sub>4</sub></b>	Rocha resistente	Podem-se obter fragmentos dando mais de uma pancada seca com o martelo de Geólogo.	50 – 100
<b>R<sub>5</sub></b>	Rocha muito resistente	Para se obterem fragmentos são necessárias muitas pancadas com o martelo de Geólogo.	100 – 250
<b>R<sub>6</sub></b>	Rocha extremamente resistente	Apenas se obtêm lascas percutindo com o martelo de Geólogo.	> 250

As rochas apresentam-se à superfície, normalmente, meteorizadas, e por vezes alteradas por processos hidrotermais. A meteorização, geralmente afecta mais as paredes das discontinuidades do que o interior da massa rochosa. Resulta daqui a necessidade de avaliar tanto o grau de alteração do maciço rochoso como do material-rocha que constitui a parede. O quadro 7 apresenta uma metodologia qualitativa que permite descrever o grau de alteração meteórica do material rochoso e das discontinuidades.

Quadro 7 - Descrição do grau de alteração meteórica (adaptado de ISRM, 1981).

<b>Termo</b>	<b>Descrição</b>
Fresca ou sã	Não se observa sinais de meteorização na matriz rochosa.
Descolorada	Observam-se mudanças na coloração da matriz rochosa.
Deteriorada	A rocha é friável, apesar dos grãos minerais não estarem decompostos, mantendo-se a petrofábrica original.
Decomposta	A maioria dos minerais estão decompostos e não se reconhece a petrofábrica original.

A reduzida espessura da parede rochosa da descontinuidade que afecta a resistência ao corte e deformabilidade pode ser ensaiada por intermédio de ensaios índice de referência. A resistência à compressão uniaxial pode ser estimada de modo expedito por intermédio do esclerómetro portátil, do ensaio de carga pontual (*point load test*), ou de outras metodologias qualitativas normalmente utilizadas nos levantamentos geológicos.

#### 2.4.4.6. Abertura

A distância média entre as duas paredes da descontinuidade designa-se por abertura, sendo esta medida segundo a normal a essas superfícies (figura 8).

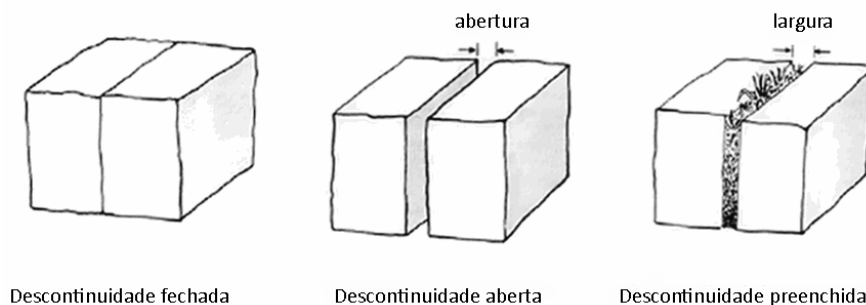


Figura 8 – Ilustrações relativas à abertura das descontinuidades (adaptado de ISRM, 1978).

A abertura das descontinuidades é um parâmetro muito importante pois condiciona a deformabilidade, permeabilidade e resistência ao corte do maciço. Este parâmetro pode ser muito variável em diferentes zonas de um mesmo maciço rochoso. Assim, a abertura pode ser elevada à superfície, enquanto que em profundidade tenderá para se encontrar fechada. A influência da abertura na resistência ao corte das descontinuidades é importante, pois modifica as tensões efectivas que actuam nas suas paredes. A sua medição é realizada directamente com uma régua graduada (em milímetros). A ISRM (1978, 1981) propôs que os maciços sejam descritos, em termos de abertura das descontinuidades, tal como se apresenta no quadro 8, sendo cada família estudada individualmente e caracterizada pela média das aberturas após um tratamento estatístico.

Quadro 8 - Abertura das descontinuidades (adaptado de ISRM, 1978, 1981).

Abertura (mm)	Descrição	
< 0,1	Muito apertada	Fechada
0,1 – 0,25	Apertada	
0,25 – 0,5	Parcialmente aberta	
0,5 – 2,5	Aberta	Aberta
2,5 – 10	Razoavelmente larga	
> 10	Larga	
10 – 100	Muito larga	Muito aberta
100 – 1000	Extremamente larga	
> 1000	Cavernosa	

#### 2.4.4.7. Enchimento

Designa-se por enchimento (ou preenchimento) todo o material existente entre as paredes de uma descontinuidade.

Em determinadas ocasiões as descontinuidades aparecem com enchimento de materiais brandos argilosos ou com material rochoso de natureza distinta das paredes da descontinuidade. As propriedades físicas e mecânicas do enchimento, como a resistência ao corte, a deformabilidade e a permeabilidade, podem ser muito variáveis, e controlam o comportamento da descontinuidade. A presença de enchimento tem implicações no comportamento físico das descontinuidades, pelo que devem ser registados todos os aspectos que possam ser relevantes para a compreensão do desempenho destes materiais na mecânica estrutural dos sistemas de descontinuidades.

A ISRM (1978, 1981) propôs que em termos de enchimento a sua caracterização deve seguir a seguinte metodologia:

- A espessura do enchimento deve ser medida directamente com uma régua graduada;
- A descrição do enchimento deve incluir a identificação do material, descrição mineralógica e tamanho do grão;

- A resistência pode-se estimar mediante os índices de campo (estimativa aproximada e classificação da resistência à compressão simples dos solos e rochas a partir de índices de campo — ISRM, 1981).
- Deve indicar-se o grau de humidade e estimar-se qualitativamente a permeabilidade do material de enchimento.

#### 2.4.4.8. Grau de alteração

A alteração 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, agora em equilíbrio físico-químico com o meio ambiente (Aires-Barros, 1991).

A determinação do estado de alteração de um maciço rochoso ou do material-rocha, é um factor importante a considerar. Este aspecto pode ser determinado de uma maneira quantitativa, recorrendo à medição de parâmetros como a resistência da rocha, a velocidade de propagação de ultra-sons (*e.g.*, ensaios geofísicos de refração sísmica) ou outros. A ISRM (1978, 1981) propôs que os graus de alteração a considerar fossem constituídos por 5 termos, enquanto que a GSE (1995) considera 6 termos, como se pode observar no quadro 9.

Quadro 9 - Graus de alteração propostos pela ISRM (1981) e GSE (1995).

Grau de alteração	Simbologia		Descrição	
Sã ou não alterada	$W_1$	$W_{1-2}$	Não se observam sinais de alteração na matriz rochosa.	- Sã e compacta - Descontinuidades fechadas
Ligeiramente alterada	$W_2$		Mudanças na cor original da matriz rochosa (descoloração).	- Permeabilidade é praticamente nula
Moderadamente alterada	$W_3$	$W_3$	Menos de metade do material rochoso está decomposto e/ou desagregado num solo, mantendo-se a petrofábrica original.	- Maciço mais ou menos são - Intersectado por descontinuidades abertas
Muito alterada	$W_4$	$W_{4-5}$	Mais de metade do material rochoso está decomposto e/ou desagregado num solo; a rocha é muito friável.	- Zona alterada a muito alterada ou mesmo decomposta - Permeabilidade do tipo intersticial
Completamente alterada	$W_5^*$		Todo o material rochoso está muito decomposto e/ou desagregado num solo residual.	- Pode coexistir uma circulação fissural

\* por vezes, na bibliografia é referenciada o termo  $W_6$  (ISRM, 1978; GSE, 1995), desagregação total do maciço podendo ser considerado como um autêntico solo residual.

No entanto, em geotecnia considera-se, frequentemente, a utilização de uma versão simplificada com apenas 3 termos, as quais têm as seguintes designações (ISRM, 1981):

- W1-2 – rocha sã a pouco alterada
- W3 – rocha medianamente alterada
- W4-5 – rocha muito alterada a decomposta

#### **2.4.4.9. Percolação de água**

A percolação de água através do maciço rochoso resulta sobretudo do fluxo de água pela rede de descontinuidades (permeabilidade secundária). No caso de certos maciços rochosos de natureza sedimentar a permeabilidade primária do material rocha pode ser significativa, dado que uma parte da percolação ocorre pelos vazios da rocha. A previsão da posição dos níveis freáticos, assim como dos caminhos de percolação e a pressão da água nos poros, dão-nos muitas vezes indicações da existência de potenciais problemas de estabilidade e de dificuldades construtivas (CFCCF, 1996; Hoek, 2007).

#### **2.4.5. Técnica de amostragem linear aplicada a superfícies de descontinuidades**

##### **2.4.5.1. Traços gerais da técnica**

Na impossibilidade, do ponto de vista prático, de se estudar exhaustivamente a compartimentação do maciço rochoso na totalidade da área envolvente, opta-se por realizar esse estudo a partir de uma amostragem que seja representativa de todo o maciço. É importante que o estudo inclua a identificação, descrição das condições gerais das faces expostas do maciço e a caracterização dos vários aspectos geológico-geotécnicos, o tipo de litologias e do material-rocha, o estado de alteração, o estudo das descontinuidades e as condições hidrogeológicas.

Assim, o estudo das características geológico-geotécnicas dos maciços rochosos deve ser feito recorrendo à técnica da amostragem linear aplicada à “Basic Geotechnical Description of Rock Masses” (ISRM, 1981), ou simplesmente designada por BGD. Esta técnica encontra-se descrita, entre outros, em Priest & Hudson (1981), Hudson & Priest (1983), Dinis da Gama (1995), Chaminé & Gaspar (1995), Peacock et al. (2003), Brady & Brown (2004) e Martins et al. (2006).

A técnica da amostragem linear consiste, na colocação de uma fita graduada em faces expostas do maciço e no registo de algumas características (geométricas e mecânicas) de todas as descontinuidades por ela intersectadas. Para cada descontinuidade que seja intersectada pela

linha de amostragem registam-se, entre outras, as seguintes grandezas (ISRM, 1978, 1981; Brady & Brown, 2004):

- Distância à origem da fita graduada;
- Atitude da descontinuidade, medida junto ao ponto de intersecção da linha de amostragem com a descontinuidade;
- Grau de alteração;
- Semi-comprimento exposto, ou seja, o comprimento visível da intersecção da descontinuidade com a superfície exposta de rocha, apenas para um dos lados da fita graduada;
- Tipo de terminação que apresenta a extremidade da descontinuidade;
- Curvatura;
- Rugosidade.

Além destas grandezas podem ser ainda registadas outras características das descontinuidades, tais como abertura, tipo de preenchimento, presença de água e qualquer outra característica que se entenda relevante. O equipamento de campo básico utilizado para o levantamento pela técnica de amostragem linear apresenta-se na figura 9.

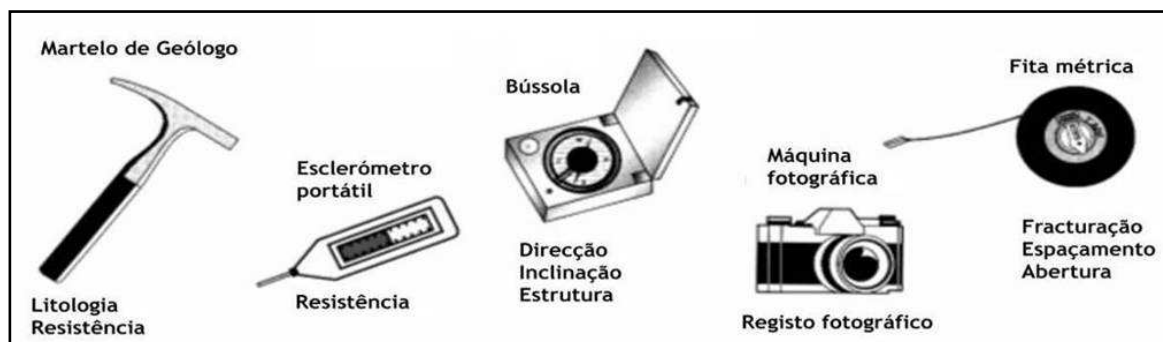


Figura 9 - Equipamento de campo básico para o levantamento pela técnica de amostragem linear (adaptado de González de Vallejo et al., 2002).

Todos os dados obtidos no trabalho de campo são registados numa ficha de levantamento (figura 10) de descontinuidades, na qual se registam, além das grandezas já referidas, as seguintes: número, localização e atitude da linha de amostragem linear, nome do responsável pelo levantamento, entre outros.

Esta técnica é extremamente expedita e versátil para o estudo da compartimentação de maciços rochosos, fornece informações sobre o estado da fracturação e a geologia estrutural do maciço. A sua principal desvantagem é a representatividade das descontinuidades (sub)horizontais não ser valorizada, mas que deverão, na medida do possível, serem registadas e cartografadas.



## 2.4.6. Tratamento estatístico das descontinuidades

Um dos principais problemas no estudo e caracterização de descontinuidades está relacionado com a sua amostragem. Muitos autores, entre os quais Priest & Hudson (1981), Hudson & Priest (1983), Priest (1993) e Peacock et al. (2003), debruçaram-se sobre a temática da sua descrição de uma forma estatística. Para o efeito foram desenvolvidos modelos estatísticos principalmente para as características geométricas das descontinuidades e foram mesmo avançados modelos para a descrição das características mecânicas.

O diagrama de rosetas (figura 11) trata-se de um método gráfico de simples execução em que se dispõe de uma base circular dividida de  $0^\circ$  a  $360^\circ$ , frequentemente em sectores de  $10^\circ$ , correspondentes às direcções das descontinuidades e em que o número de medições para cada família é dado pelo comprimento do respectivo sector, medido a partir do centro do círculo. Neste tipo de representação, não há lugar para a indicação da inclinação individual das descontinuidades no gráfico, sendo somente indicado, o intervalo de variação das inclinações das descontinuidades pertencentes a cada família (Phillips, 1971; Lisle & Leyshon, 2004).

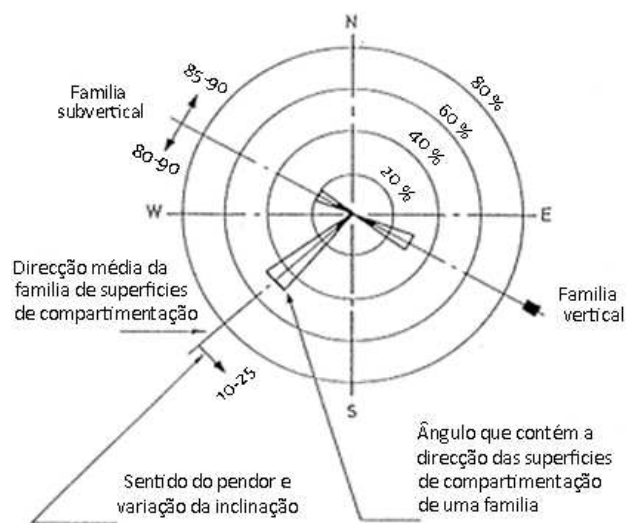


Figura 11 – Diagrama de rosetas (adaptado de ISRM 1981).

As representações mais usadas nas aplicações à geotecnia são as projecções hemisféricas que só consideram a posição relativa dos ângulos das rectas e dos planos, e nunca a sua localização absoluta.

A projecção hemisférica é um método de representação e análise das relações tridimensionais entre planos e rectas num diagrama bidimensional. Esta é uma ferramenta largamente utilizada no campo da geologia estrutural, tendo a sua utilização sofrido, recentemente, um grande incremento na resolução de problemas de engenharia. As bases do método e as suas aplicações práticas são descritas por vários autores tais como Goodman & Bray (1976), Hoek & Brown (1980),

Hoek & Bray (1981), Priest (1980, 1985) e Lisle & Leyshon (2004). Esta projecção permite a representação de círculos maiores e pólos no plano horizontal que contém o equador (plano equatorial). A representação pode ser conseguida, ligando todos os pontos do círculo maior situados sobre a esfera de referência e pólo com o zénite (ponto de intersecção da recta vertical que passa pelo centro da esfera com a superfície do hemisfério superior). As projecções hemisféricas do círculo maior e do pólo são dadas pelas intersecções das respectivas linhas de projecção com o plano equatorial (figura 12).

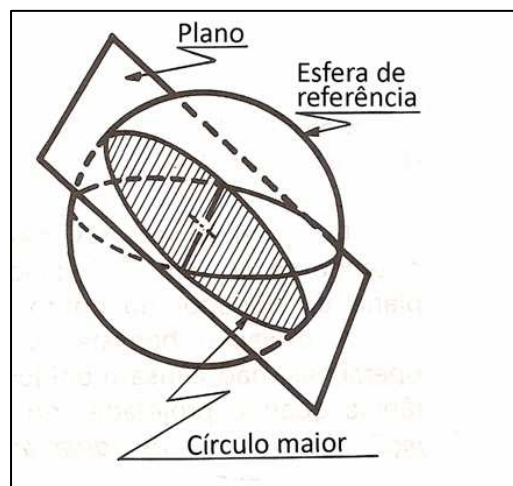


Figura 12 - Representação de círculos maiores (adaptado de Guidicini & Nieble, 2003).

A representação dos planos e respectivos pólos poderá ser feita com o auxílio duma rede de projecção estereográfica (figura 13). Os “círculos maiores” da rede representam planos com rectas de níveis orientadas na direcção N-S e inclinações intervaladas dum valor constante, igual a  $10^\circ$ . Por se tratar de uma projecção igual ângulo, os “círculos maiores” da rede da Figura 13-A são arcos circulares centrados na recta de suporte do eixo E-W no caso da rede de projecção igual ângulo (Lisle & Leyshon, 2004).

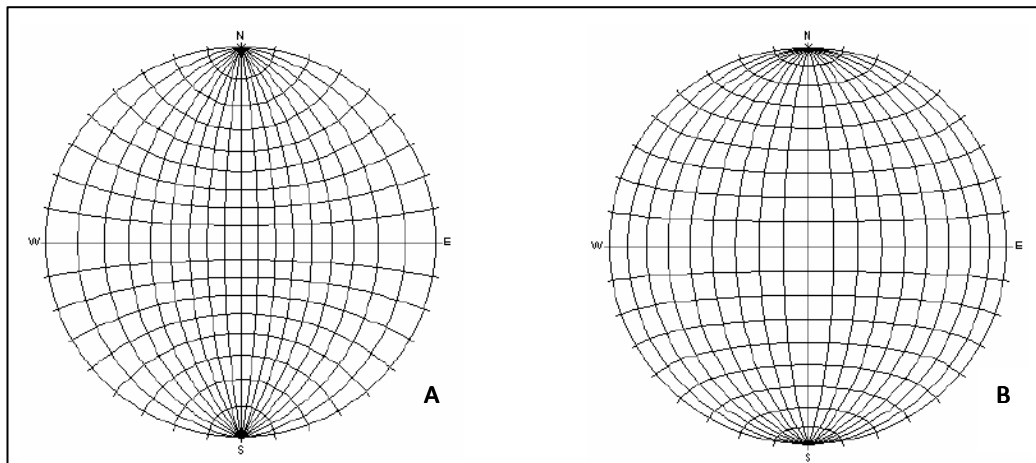


Figura 13 – Redes de projecção: A - igual ângulo (Wulff); B - igual área (Schmidt-Lambert) (adaptado de Kullberg & Silva, 1981).

A figura 14 ilustra a projecção de um plano, representado pelo traço do “círculo maior” e pelo respectivo pólo.

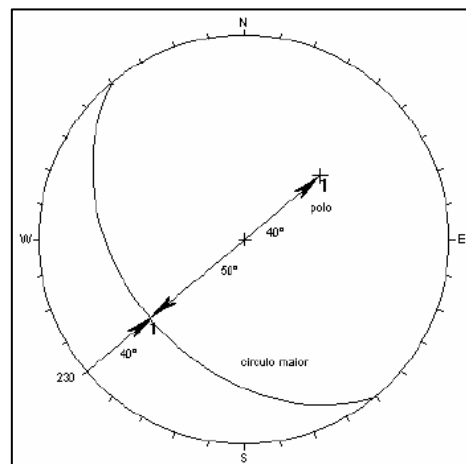


Figura 14 – Representação estereográfica de um plano com atitude N50°E; 40°SW (adaptado de Kullberg & Silva, 1981).

Para o tratamento dos dados relativos às orientações das descontinuidades, é conveniente fazer a representação dos planos através dos respectivos pólos. A partir destas representações pode-se proceder à análise das concentrações dos pólos das descontinuidades e determinar as orientações mais representativas das famílias de descontinuidades. Esta representação é efectuada, traçando curvas que vão delimitando áreas de idêntica densidade de ocorrência dos pólos (curvas de isodensidade). As cores identificam as áreas com diferentes concentrações de pólos, de acordo com a legenda. Através das diferenças de cor é possível definir quais as famílias mais importantes (Kullberg & Silva, 1981; Lisle & Leyshon, 2004).

Na Figura 15 pode-se observar um exemplo do diagrama contorno estrutural (estereograma) em resultado do tratamento de um conjunto de descontinuidades.

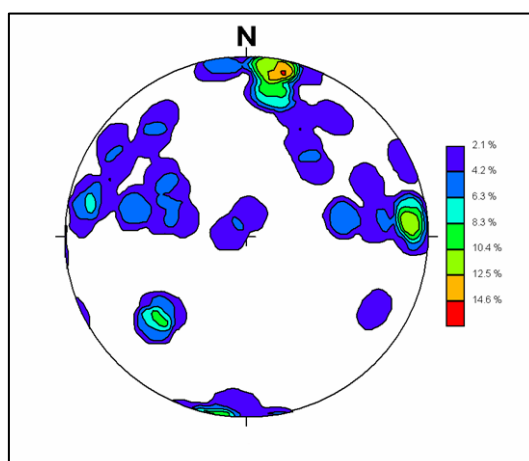


Figura 15 – Exemplo de um estereograma (diagrama de contorno estrutural).

Actualmente existem no mercado programas geo-informáticos diversos (*e.g.*, *StereoNet*, *Dips* da Rocscience, etc.) que permitem o tratamento informático dos dados recolhidos no campo. Estes programas possibilitam, para além construção dos diagramas de rosetas e dos diagramas de contorno estrutural, outro tipo de abordagens, tais como a análise da estabilidade de um talude rochoso, como se verá mais adiante, no capítulo 4.

## 2.4.7. Técnicas *in situ*

### 2.4.7.1. Esclerómetro portátil

Os ensaios *in situ* são de extrema importância para o conhecimento geotécnico dos maciços. É através destes ensaios que se obtêm parâmetros tais como a resistência, a deformabilidade, a permeabilidade, etc. Estes ensaios representam as reais condições do terreno mas deve ter-se sempre em conta a sua representatividade face a totalidade do maciço (*e.g.*, Katza et al., 2000; Kahraman, 2001; Kahraman et al., 2001)

O estado de alteração da rocha junto às paredes das discontinuidades tem grande influência na resistência ao corte dos maciços rochosos, principalmente se existir contacto entre os dois bordos (descontinuidade fechada). É frequente que os maciços rochosos se apresentem alterados perto da superfície por acção dos agentes de meteorização. Este processo de alteração afecta mais a rocha junto às paredes das discontinuidades do que no interior dos blocos que constituem os maciços rochosos, em resultado disso, a resistência da parede é apenas uma fracção daquela que se regista no interior dos blocos.

Para avaliar a resistência da rocha devem-se realizar ensaios de compressão uniaxial ou triaxial, para a camada relativamente fina junto as superfícies das discontinuidades (que mais afecta a resistência ao corte e deformabilidade) só pode ser estimada recorrendo a ensaios ou testes que possam ser correlacionados com a resistência à compressão simples, como é o caso do Esclerómetro Portátil também designado *Martelo de Schmidt* (figura 16).

O *Martelo de Schmidt* foi desenvolvido em 1948 como ensaio de natureza não destrutiva de dureza do betão (Schmidt, 1951), e foi usado, mais tarde, para avaliar a resistência das rochas (Cargill & Shakoor, 1990).



Figura 16 – Exemplo de um *Martelo de Schmidt* (<http://www.proceq.com>).

Este martelo foi projectado para níveis diferentes de energia de impacto, mas os modelos, geralmente, adoptados para a determinação das propriedades dos materiais rochosos são os modelos L e N. O tipo L, tem uma energia de impacto de  $0.735 \text{ N/mm}^2$ , sendo o martelo mais utilizado em estudos de maciços rochosos, em relação ao martelo do tipo N, tem uma energia de  $10 \text{ a } 70 \text{ N/mm}^2$  sendo mais utilizado em estudo de betões.

O ensaio em questão, permite avaliar de uma forma aproximada a resistência à compressão simples (a dureza do material rocha) através da medição do ressalto de uma massa de aço quando percutida sobre a superfície da rocha (figura 17). Para que o ensaio se realize em perfeitas condições, é essencial uma correcta limpeza do local de ensaio e a ausência de fissuras.

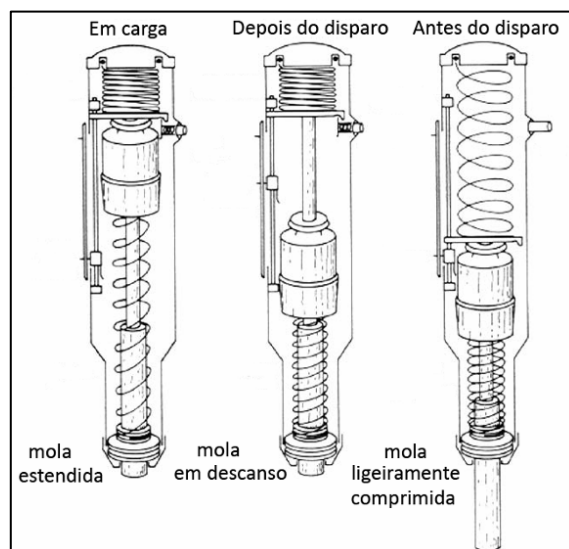


Figura 17 - Princípio de funcionamento do *Martelo de Schmidt* (adaptado de Basu & Aydin, 2004).

Para a correcta execução do ensaio, o aparelho deve colocar-se perpendicularmente ao plano de ensaio. Em função da dureza da rocha, a massa de aço sofre um maior ou menor ressalto (ou “Rebound”, R); este valor é registado no aparelho, numa escala de 10 a 100. Registam-se, em regra, 10 percussões com o martelo (ISRM, 1981) e eliminam-se os cinco valores mais baixos; o valor a considerar é a média dos cinco valores mais altos. Com este valor recorre-se ao ábaco de Miller (figura 18), para determinar a resistência à compressão simples a partir da dureza de Schmidt e da densidade média da rocha. A classificação do maciço é feita de acordo com a proposta apresentada no quadro 10.

Quadro 10 - Classificação do maciço com base na resistência à compressão simples (ISRM, 1978, 1981).

Classificação	Resistência à Compressão Simples (MPa)	Designação	
$S_1$	> 200	Muito elevada	$S_{1-2}$ Elevada
$S_2$	60 a 200	Elevada	
$S_3$	20 a 60	Média	$S_3$ Média
$S_4$	6 a 20	Baixa	$S_{4-5}$ Baixa
$S_5$	< 6	Muito baixa	

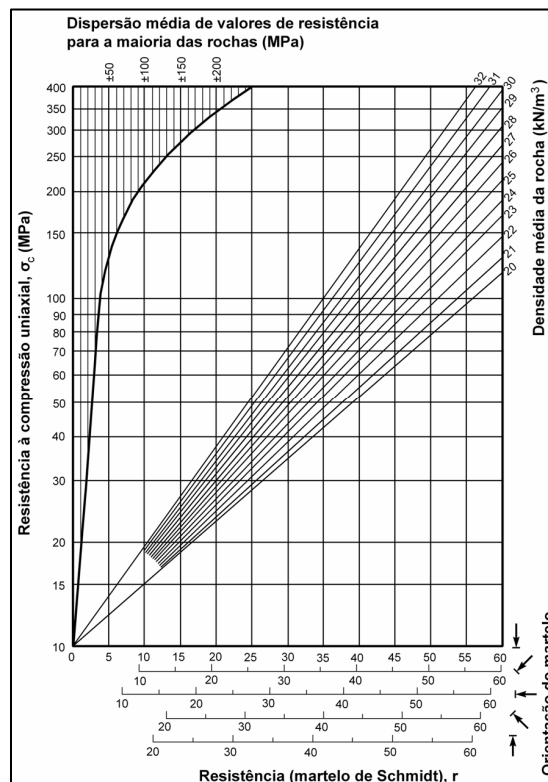


Figura 18 – Ábaco de Miller, para o cálculo da resistência à compressão simples a partir do *Martelo de Schmidt* (adaptado de González de Vallejo et al., 2002).

Todos os dados obtidos no trabalho de campo são registados numa ficha de levantamento geomecânico (figura 19).

**FICHA DE LEVANTAMENTO GEOMECÂNICO**  
**Esclerómetro Portátil (Martelo de Schmidt, Proceq tipo L)**

Localização: \_\_\_\_\_ Nome: \_\_\_\_\_ Rev: \_\_\_\_\_  
 Data: \_\_\_\_\_

Estação Geométrica nº	Distância à origem (m)	Descontinuidade		Gran de Alteração (ISRM, 1978, 1981; GSE, 1995)	Valor do ressaio ("dureza de Schmidt", R)										Valor médio do ressaio (ISRM, 1978, 1981, 1987, 2007; ASTM, 2001)	Densidade média adoptada para o granito (kN/m <sup>3</sup> )	Resistência à compressão uniaxial (MPa)	Classe de Resistência (ISRM, 1981)	
		Atitude	Tipo		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10					
1																			
2																			
3																			
4																			
5																			
6																			
7																			
8																			
9																			
10																			
11																			
12																			
13																			
14																			
15																			
16																			
17																			
18																			
19																			
20																			

Figura 19 – Ficha tipo de levantamento geomecânico de campo, com aplicação do Martelo de Schmidt (tipo L).

## 2.4.8. Técnicas laboratoriais

### 2.4.8.1. Ensaio de carga pontual *Point Load Test* (PLT)

No início dos anos 70, do século XX, foi desenvolvido um equipamento hidráulico cujo objectivo era avaliar a resistência das rochas sob o efeito de uma carga pontual (*e.g.*, Broch & Franklin, 1972; Bieniawski, 1975; Gunsallus & Kullhawy, 1984; ISRM, 1985). Um método de aferir a resistência à compressão simples das rochas consiste na determinação do Índice de Resistência ou Índice de Carga Pontual, através do Ensaio de Carga Pontual (“Point Load Test”) também conhecido por ensaio *Franklin* (figura 20).

O Ensaio de Carga Pontual é utilizado para determinar a resistência à compressão simples, a partir de blocos, fragmentos irregulares de rocha ou de testemunhos de sondagens, sendo os resultados mais fiáveis em testemunhos de sondagens. A direcção de aplicação da carga pode ser axial ou diametral (ISRM, 1985).



Figura 20 – Equipamento para executar o ensaio de carga pontual, *Point Load Test* (cortesia: Laboratório de Geotecnia e Materiais de Construção, ISEP).

Este ensaio não está indicado para rochas decompostas ou friáveis, bem como rochas que possuam uma anisotropia bem marcada (*e.g.*, xistos ardosíferos, micaxistos). O índice pode também ser usado para determinar a anisotropia da rocha, bem como outras propriedades mecânicas da rocha. O ensaio de Resistência à Carga Pontual é concebido como um ensaio de referência para classificação da resistência das rochas, que é estreitamente correlacionável com a resistência à compressão uniaxial e com outros índices de resistência.

O valor da força máxima que o provete suporta, dividido pela área sobre a qual se aplica a força dá-nos a resistência à compressão simples. Este parâmetro depende, até certo ponto, da forma e tamanho do provete, do teor em água do mesmo, da velocidade da carga aplicada e da direcção

de aplicação da carga. Assim, a distribuição das tensões varia de acordo com a geometria do provete.

Este ensaio conduz à determinação de dois índices **Is** e **la** sendo respectivamente, o índice de carga pontual e o índice de anisotropia.

O procedimento do ensaio foi normalizado pela ISRM (1985) e consiste em provocar a rotura de amostras de rochas ( $L_{\min}=0,5D$ ), aplicando uma força pontual crescente, até à rotura. A amostra é comprimida entre duas ponteiros cónicas de metal, que provocam a rotura por desenvolvimento de fissuras de tracção paralelas ao eixo da carga.

Nos ensaios em blocos e fragmentos irregulares são utilizados provetes com formas irregulares desde que a relação entre a distância das ponteiros cónicas e a largura do provete varie entre 0.3 a 1.0, de preferência, um valor próximo da unidade. A carga deve ser aplicada a uma distância superior a 0.5 vezes a largura do provete.

O provete é colocado na máquina de ensaio, devidamente centrado e anota-se a distância entre ponteiros **D**, a menor dimensão do provete **W**, perpendicular ao eixo de ensaio e a carga de rotura **P**.

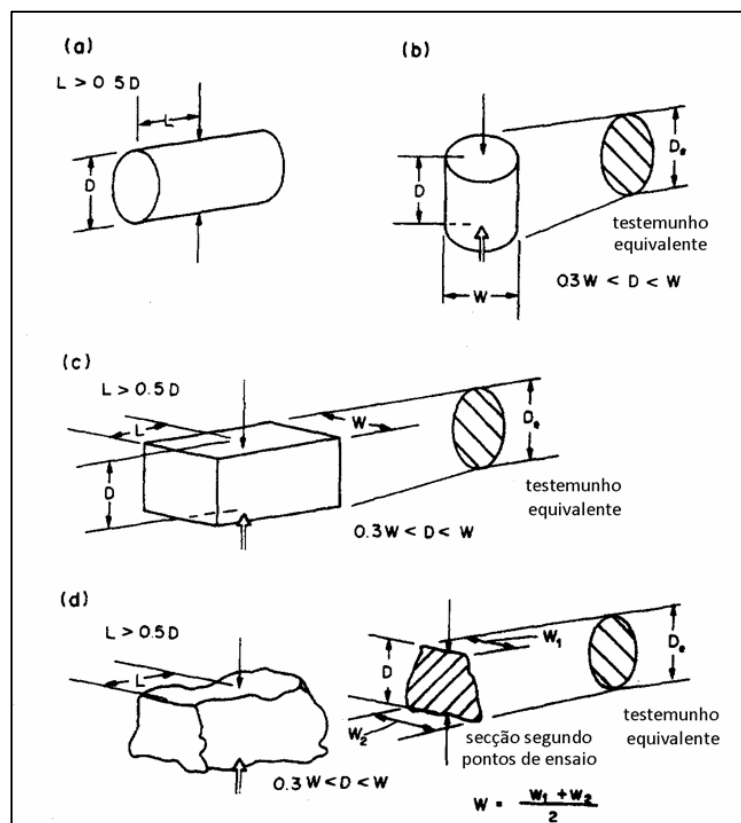


Figura 21 - Orientações do ensaio: (a) ensaio segundo o diâmetro, (b) ensaio segundo o eixo principal, (c) ensaio sobre um bloco sem irregularidades, e (d) ensaio sobre um bloco com superfícies irregulares. (adaptado de ISRM, 1985, 2007).

No caso dos lados do provete não serem paralelos, a dimensão perpendicular ao eixo do ensaio terá de ser calculado através da seguinte expressão:

$$W = \frac{W_1 + W_2}{2}$$

Se a superfície de rotura passa apenas por um ponto de carga, o ensaio deve ser rejeitado.

Geralmente, são necessários 10 ensaios válidos por cada tipo de rocha que se pretende caracterizar, no entanto um número inferior pode ser suficiente se a dispersão de resultados for pequena. São considerados válidos somente os resultados dos ensaios cuja superfície de rotura contenha os pontos de aplicação da carga. Se a superfície de rotura passa apenas por um ponto de carga, o ensaio deve ser rejeitado. A figura 22 ilustra roturas típicas para ensaios válidos e inválidos.

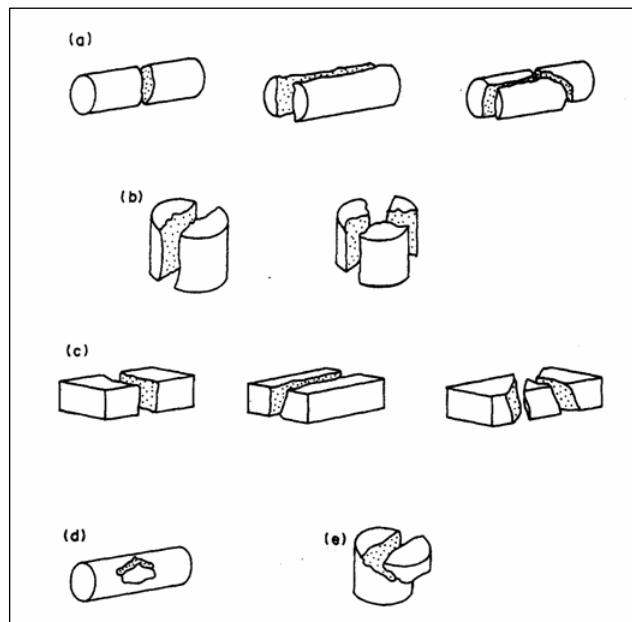


Figura 22 - Roturas típicas para ensaios válidos e inválidos (ISRM, 1985, 2007). (a) Ensaio segundo o diâmetro, válido; (b) Ensaio segundo o eixo, válido; (c) Ensaios de blocos, válidos; (d) Ensaio inválido; (e) Ensaio axial inválido.

O cálculo do índice da resistência à carga pontual  $I_s$  é calculado através da expressão:

$$I_s = \frac{P}{D^2}$$

Onde :

P = é a carga de rotura

D = é a distância entre ponteiros cônica (diâmetro do provete ou altura da amostra ensaiada)

O índice da resistência à carga pontual  $I_s$  deve ser corrigido para  $I_{s(50)}$ , ou seja, para o valor correspondente a  $D = 50$  mm, o qual também se pode obter através do gráfico apresentado na figura 23.

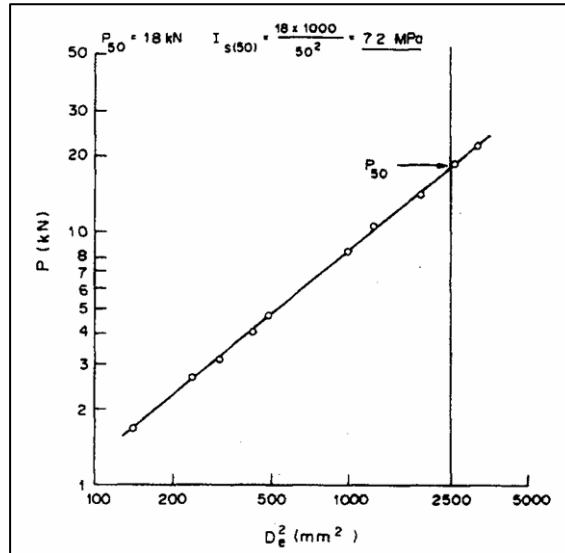


Figura 23 – Gráfico utilizado para o cálculo de  $I_{s(50)}$ , adaptado da ISRM (1985, 2007).

Projectam-se os valores de  $P$  e  $D^2$  obtidos nos ensaios num diagrama *log-log*, e obtém-se uma recta a partir da qual é possível extrapolar o valor  $P$  correspondente a  $De^2 = 2500$  mm<sup>2</sup>.

A partir dos valores lidos determina-se:

$$I_s(50) = \frac{P(50)}{2500}$$

Quando se utilizam amostras de tamanhos únicos, o melhor processo é determinar  $I_{s(50)}$  numericamente ou seja a partir da expressão :

$$F = \left(\frac{De}{50}\right)^{0,45} \cong \sqrt{\frac{De}{50}}$$

Nos ensaios axiais, em blocos ou em fragmentos irregulares:

Distância equivalente:  $De = 4 \times \frac{A}{\Pi}$

Área:  $A = W \times D$

Nos ensaios diametrais:

$D = D_e$

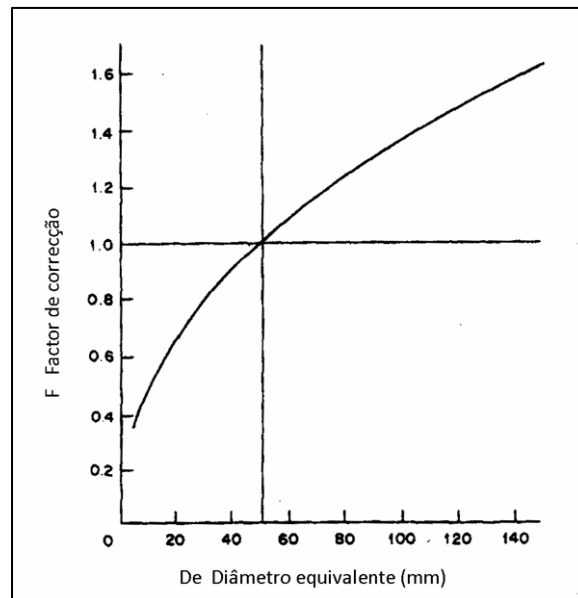


Figura 24 – Gráfico utilizado para a correção do diâmetro (adaptado de ISRM, 1985, 2007).

O cálculo do valor médio de  $I_{s(50)}$  deve ter em conta o seu índice de resistência pontual e o de anisotropia. Para calcular o valor representativo da resistência à carga pontual a partir de 10 ensaios, é usual eliminarem-se os dois resultados mais elevados e os dois mais baixos, após o que se determina a média com os restantes 6 valores.

Em rochas com anisotropia conferida pela xistosidade, foliação ou estratificação, a realização do ensaio de carga pontual deverá ter em atenção a orientação de tais descontinuidades estruturais. Nestes casos é usual a determinação dos índices de carga pontual, quer na direcção perpendicular quer na direcção paralela a esses planos; sendo assim possível definir um índice de anisotropia, dado pela relação entre aqueles índices.

O índice de anisotropia  $I_{a(50)}$  é calculado determinando-se a razão entre as medianas dos índices calculados para tensões normais e paralelas aos planos de descontinuidade.  $I_{a(50)}$  toma valores próximos de 1 para materiais isotrópicos e valores mais elevados quando a rocha é anisotrópica.  $I_{s(50)}$  deve ser utilizado directamente na classificação das rochas, enquanto que as correlações com a resistência à compressão uniaxial são apenas aproximações.

A resistência à compressão uniaxial é cerca de 20 a 25 vezes a resistência à carga pontual (figura 25).

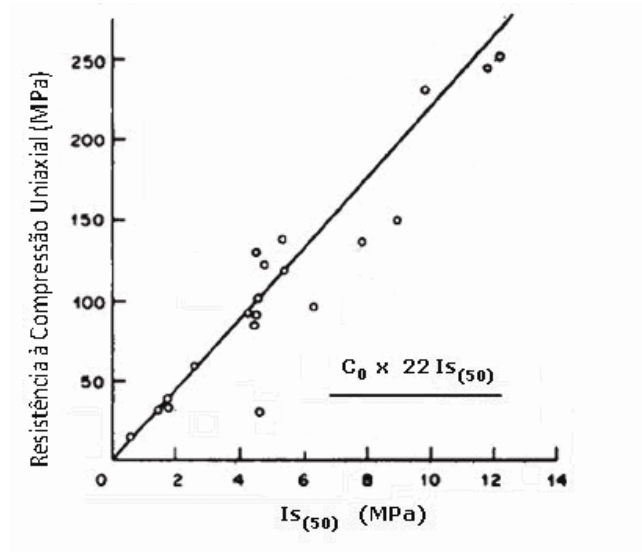


Figura 25 – Gráfico para a conversão de  $I_{s(50)}$  em resistência à compressão uniaxial (adaptado de ISRM, 1985, 2007).

Todos os dados obtidos nos ensaios laboratoriais são registados numa ficha tipo (figura 26).

O registo fotográfico de alguns dos provetes ensaiados apresenta-se no anexo 5.

LABORATÓRIO DE GEOTECNIA E MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO, ISEP

ISM: ENSAIO DE CARGA PONTUAL (POINT LOAD TEST)

Data:  
Oper.  
Verif.

Amostras :

Provete nº	Dimensões (mm)				Leitura	Cálculos					Resist. Comp. Uniaxial (Mpa)	
	C	W1	W2	D		P (KN)	$Is = \frac{P}{De^2}$	$F = \sqrt{\frac{De}{50}}$	$Is(50) = F \times Is$	Is(50) (Mpa)		Is(50) Média
1												
2												
3												
4												
5												
6												
7												
8												
9												
10												
11												
12												
13												
14												
15												

Figura 26- Ficha tipo de registo dos ensaios laboratoriais, com aplicação do ensaio Point Load Test.

### 2.4.9. Zonamento geotécnico

O zonamento geotécnico baseia-se na classificação de unidades geotecnicamente “homogéneas”, que podem abranger diferentes unidades geológicas; por sua vez, estas podem dividir-se em sub-unidades geotécnicas (Zuquette & Gandolfi 2004). O detalhe e o grau de homogeneidade dependem da escala, objectivos do mapa e dados geológico-geotécnicos disponíveis. As unidades geotécnicas e a sua distribuição espacial estabelecem-se, geralmente, a partir da litologia, da origem e características geológicas dos materiais (estrutura, grau de alteração, ...), determinadas a partir da informação geológica existente, bem como das observações e levantamentos geológico-geotécnicos de campo. Para se proceder ao zonamento geotécnico do maciço é necessário efectuar (ISRM, 1978, 1981):

- Descrição das características gerais do afloramento (geologia estrutural, tipo de discontinuidades, composição mineralógica e grau de alteração);
- Divisão em zonas e sua descrição geral (unidades geotécnicas);
- Descrição pormenorizada de cada zona (descontinuidades);
- Descrição dos parâmetros do maciço rochoso (compilação dos dados geológico-geotécnicos recolhidos no trabalho de campo);
- Caracterização global e classificação geomecânica do maciço rochoso (com o objectivo de definir a qualidade e resistência do maciço, quantificação de parâmetros geotécnicos e modelação físico-matemática).

A estabilização de um determinado maciço (*e.g.*, talude rochoso) está dependente das características das zonas geotécnicas definidas. Assim, para zonas de fraca qualidade geotécnica, é necessário prever estabilizações mais robustas, o que envolve custos maiores do que para trechos de qualidade geotécnica mais fiável.

**3**

**METODOLOGIAS PARA A CARACTERIZAÇÃO GEOMECÂNICA DE TALUDES  
ROCHOSOS**



### 3. METODOLOGIAS PARA A CARACTERIZAÇÃO GEOMECÂNICA DE TALUDES ROCHOSOS

#### 3.1. Introdução

Na engenharia de maciços rochosos, a prática foi normalmente precedida pelo desenvolvimento das teorias mais relevantes da física dos materiais e da mecânica das rochas. As escavações em maciços rochosos já eram executadas mesmo antes de se terem desenvolvido as diversas teorias e métodos de cálculo de suporte (Brown, 1991). Construíram-se, assim, castelos, catedrais, muralhas, pontes, aquedutos e outras notáveis estruturas em rochas antes do aparecimento das teorias mais importantes da mecânica estrutural (Rocha, 1981; Hoek, 2007). A geomecânica ocupa-se do estudo dos materiais geológicos naturais e do seu comportamento, bem como dos meios em que eles ocorrem (Mello Mendes, 1967/68). Assim, teremos de ter sempre em atenção que esta depende essencialmente do equilíbrio que se consegue estabelecer entre o realismo das suas bases de carácter físico-naturalista e o rigor dos conhecimentos físico-matemáticos de que se serve (Terzaghi, 1965; Rocha, 1981; Brown, 1991; Miranda et al., 2006).

Uma metodologia de classificação geomecânica contempla duas fases: a de caracterização (onde se procede à identificação e determinação dos parâmetros geológicos, geotécnicos e geomecânicos do material-rocha e do maciço constituinte que contribuem, em maior ou menor grau, para a estabilidade da obra e para os objectivos pretendidos); e a de estabelecimento de uma classificação (onde se atribuem diferentes pesos aos parâmetros geológico-geotécnicos que foram objecto de análise na fase anterior, de acordo com a pertinência destes relativamente aos objectivos pretendidos).

A aplicação das classificações geomecânicas tem como objectivo principal a avaliação da qualidade geotécnica do maciço rochoso. Esta avaliação permitirá definir os sistemas de estabilização mais adequados, a partir da observação e ensaios de realização expedita de forma a obter-se o designado “índice de qualidade do maciço”, no sentido de minorar os riscos potenciais e efectivos de ocorrência de acidentes (*e.g.*, queda de blocos).

## 3.2. Taludes

### 3.2.1. Noção

Os taludes (figura 27) podem ser naturais — decorrentes de deslizamentos, desmoronamentos, por rotura e deslizamento da massa rochosa — ou artificiais, criados pelo Homem de modo a conceber plataformas que permitam a criação de estradas, caminhos-de-ferro ou construção (*e.g.*, edifícios). Os taludes artificiais são normalmente criados por escavação da rocha, por meios mecânicos ou com recurso a explosivos. Qualquer um destes métodos vai alterar a estabilidade do maciço rochoso, quer através da descompressão do maciço, quer pela sua exposição mais directa aos agentes atmosféricos, levando a processos de meteorização.

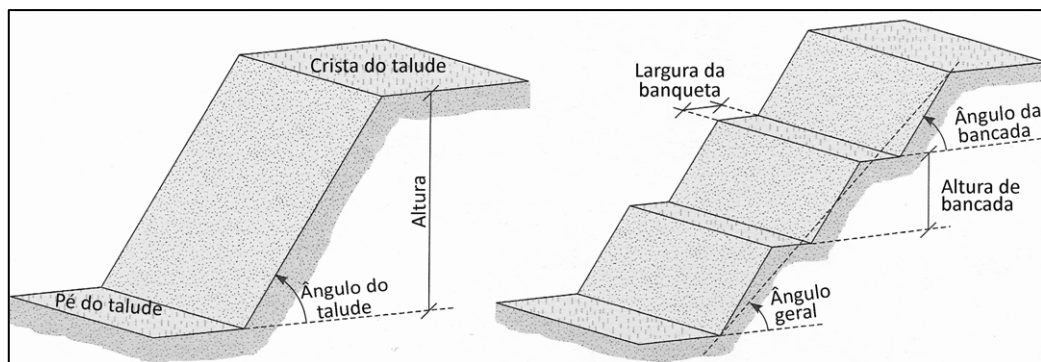


Figura 27 – Representação esquemática de taludes (adaptado de González de Vallejo et al., 2002)

### 3.2.2. Factores influentes na análise da estabilidade

Este capítulo, à semelhança dos capítulos 3.2.3. e 3.2.4., seguiu de perto as obras de Hoek & Bray (1981), Guidicini & Nieble (1984), ITGE (1987), Carvalho (1991), González de Vallejo et al. (2002) e Wyllie & Mah (2004).

A estabilidade de um talude está determinada por factores geométricos (altura e inclinação), factores geológicos (que condicionam a presença de discontinuidades e zonas de debilidade e anisotropia do talude), factores hidrogeológicos (presença de água) e factores geotécnicos ou relacionados com o comportamento mecânico (resistência e deformabilidade) do maciço rochoso (Wyllie & Mah, 2004).

Os diferentes tipos de instabilidade possíveis em taludes rochosos estão intimamente ligados ao tipo de estruturas geológicas pelo que é importante, logo numa fase preliminar dos estudos, identificar quais as potenciais situações de instabilidade que tais estruturas podem ocasionar. Estas situações, podem ser muitas vezes facilmente identificadas através de uma simples análise dos diagramas de contorno estrutural (estereogramas).

Em geral, os maciços rochosos apresentam anisotropia nas suas características de resistência, permeabilidade, e deformabilidade, em muito maior grau que os maciços terrosos. Dois grandes grupos de factores geológicos diferenciam, assim, os problemas de estabilidade em solos e em rochas: um grupo diz respeito à inevitável presença de descontinuidades contidas nas massas rochosas, das quais resultam problemas ao nível da resistência; outro grupo diz respeito às condições de percolação da água no interior de maciços rochosos, muito mais irregular que no interior de maciços terrosos.

As condições críticas de percolação de água são um reflexo das descontinuidades que ocorrem no maciço rochoso. A pressão exercida pela acumulação de água ou pelo crescimento de raízes nessas descontinuidades ajuda ao destacamento dos blocos. A presença de água na envolvente do maciço é, de um modo geral, penalizante para o mesmo, assim como para qualquer talude existente. Alguns dos efeitos penalizantes da água são os seguintes (Guidicini & Nieble, 1984; Wyllie & Mah, 2004):

- A presença de água reduz a estabilidade dos taludes por diminuição da resistência ao deslizamento, ao longo das potenciais superfícies de rotura;
- A água que preenche as descontinuidades, pode aumentar de volume, por exemplo, por ciclos de congelamento/descongelamento (crioclastia), provocando o alargamento das descontinuidades e a fracturação da rocha, originando o aparecimento de blocos de menores dimensões;
- A erosão dos solos da superfície e o preenchimento das descontinuidades que ocorre como resultado da circulação de água, pode levar ao aumento da abertura das mesmas e, conseqüentemente, à diminuição das condições de estabilidade.

Relativamente aos factores geotécnicos, as propriedades geomecânicas mais significativas dos maciços rochosos são a coesão e o ângulo de atrito interno. Estes parâmetros encontram-se esquematizados na figura 28, que correlaciona as tensões normais e tensões tangenciais, num ensaio de corte directo (Hoek & Bray, 1981).

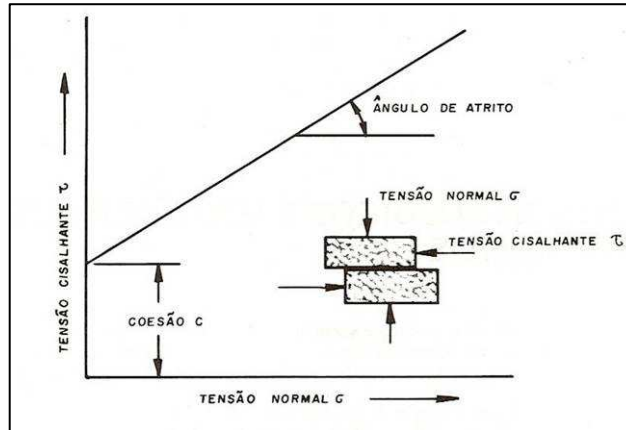


Figura 28 – Correlação entre a tensão de cisalhamento necessária para produzir escorregamento ao longo da descontinuidade e a tensão normal, que actua ao longo da mesma (adaptado de Hoek & Bray, 1981).

A tensão cisalhante  $\tau$ , necessária para provocar deslizamento, aumenta com o aumento da tensão normal  $\sigma$ . A inclinação da linha que relaciona as duas tensões, normal e cisalhante, define o ângulo de atrito  $\phi$ . Se a descontinuidade for selada ou rugosa, quando a tensão normal for igual a zero, será necessário um determinado valor da tensão cisalhante para provocar movimentação. Este valor inicial da tensão de cisalhamento define a coesão  $c$  no plano de descontinuidade. A relação básica entre as duas tensões pode ser definida como sendo:

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \phi$$

Diversos factores provocam mudanças na relação de dependência linear entre tensão normal e cisalhante. A coesão de uma amostra de rocha intacta é cerca de duas vezes superior à resistência à tracção desta mesma rocha (Wyllie & Mah, 2004). Esta resistência deve ser atribuída às ligações intergranulares e à cimentação dos grãos e pode-se admitir que, em cálculos de estabilidade de taludes, esta resistência dificilmente será superada. Em maciços rochosos, os valores mais baixos de coesão são encontrados ao longo de descontinuidades pré-existentes. Em casos extremos, o valor de coesão poderá chegar a zero e a resistência ao cisalhamento ao longo da descontinuidade dependerá exclusivamente das características de atrito. Nestas condições extremas, o deslizamento de uma massa poderá ocorrer desde que o ângulo de inclinação do plano de apoio supere o ângulo de atrito.

Existe ainda outro factor muito importante a considerar relativamente às condições de estabilidade de uma massa rochosa. Para descontinuidades que apresentam preenchimento, com espessura suficiente para que a rocha se apoie sobre o material de preenchimento, sem que haja contacto rocha-rocha, a resistência ao cisalhamento da descontinuidade é controlada pelo

material de preenchimento, seja em termos de ângulo de atrito ou de coesão. A existência de preenchimento parcial, com pontos de contacto rocha-rocha é a que apresenta maior dificuldade de análise. A figura 29 ilustra a influência dos materiais de preenchimento no cisalhamento.

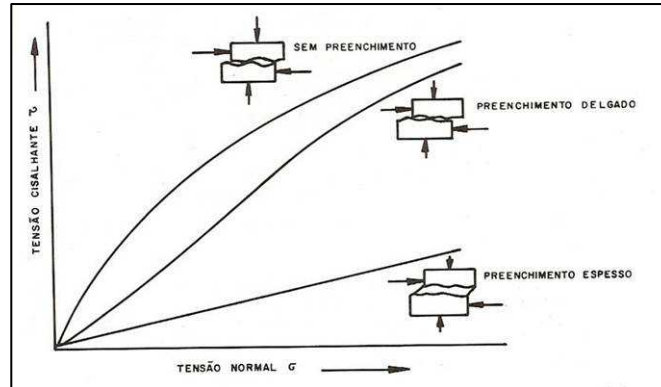


Figura 29 – Relação entre resistência ao cisalhamento e tensão normal aplicada, em descontinuidades com diferentes espessuras de materiais de preenchimento (adaptado de Hoek & Bray, 1981).

A percolação de água também tem influência no cisalhamento. Através de ensaios, efectuados nas duas condições, seca e saturada, verifica-se que para esta última os resultados são sistematicamente inferiores, uma vez que o teor de humidade actua principalmente na coesão, reduzindo-a.

### 3.2.3. Tipos de rotura

Para taludes rochosos podem-se diferenciar três potenciais tipos de rotura que são condicionados pelo grau de fracturação do maciço e pela orientação e distribuição das descontinuidades em relação ao talude, ficando a estabilidade definida pelos parâmetros de resistência das descontinuidades e da matriz rochosa. Os três modelos de rotura mais frequentes são: rotura planar, em cunha e por tombamento (conhecido na terminologia anglo-saxónica por *toppling*).

#### Rotura planar

Quando a rotura se dá ao longo de uma superfície pré-existente, que pode ser uma estratificação, uma diaclase, uma falha, etc (figura 30). A condição básica é a presença de descontinuidades com inclinação a favor do talude e com a mesma direcção, cumprindo-se a condição de que a inclinação da descontinuidade ( $\alpha$ ) deverá ser menor que a do talude ( $\psi$ ) e superior ao seu ângulo de atrito interno -  $\phi$  (Wyllie & Mah, 2004).

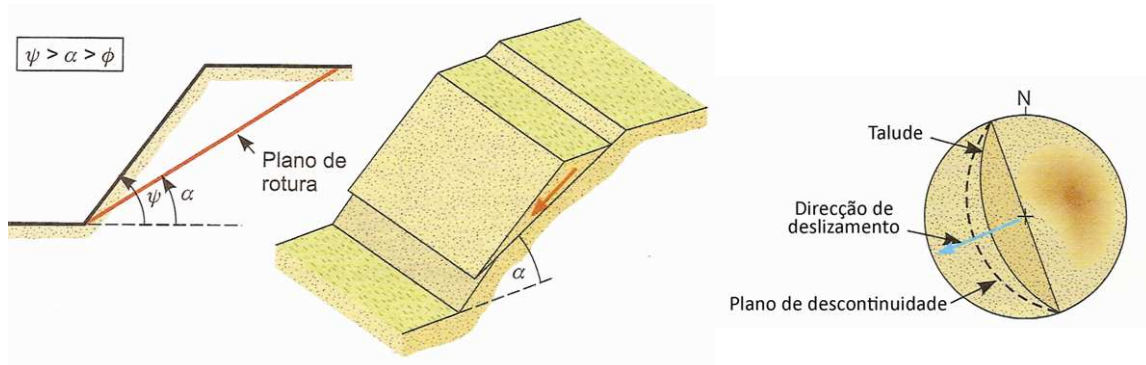


Figura 30 - Rotura planar (adaptado de González de Vallejo et al., 2002).

### Rotura em cunha

Corresponde ao deslizamento de um bloco em forma de cunha, formado por dois planos de descontinuidade, a favor da sua linha de intersecção (figura 31).

Para que aconteça este tipo de rotura, os dois planos devem aflorar na superfície do talude, cumprindo-se igualmente as condições referidas para a rotura planar ( $\psi > \alpha > \phi$ ), sendo neste caso  $\alpha$  a inclinação da linha de intersecção.

Geralmente, este tipo de rotura observa-se em maciços com várias famílias de descontinuidades, cuja orientação, espaçamento e continuidade determinam a forma e o volume da cunha (Wyllie & Mah, 2004).

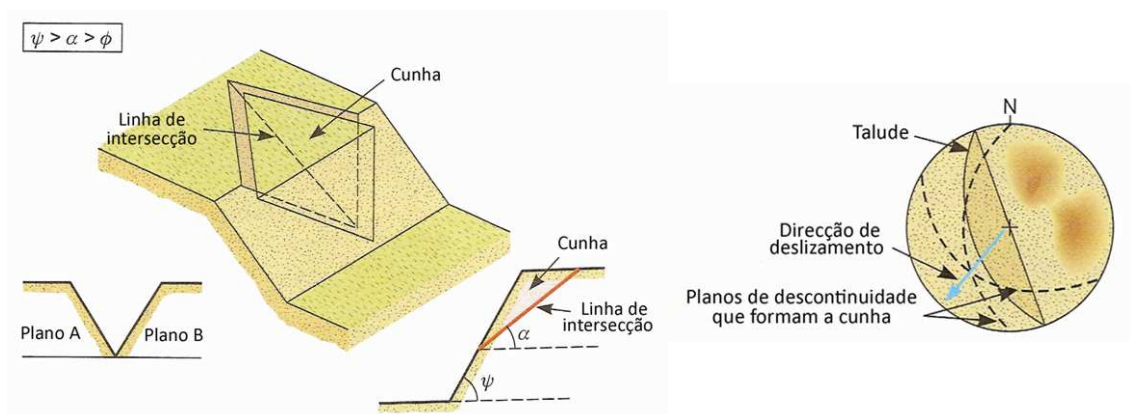


Figura 31 - Rotura em cunha devido à intersecção de duas descontinuidades (adaptado de González de Vallejo et al., 2002).

### Rotura por tombamento

Este tipo de rotura ocorre em taludes rochosos onde as descontinuidades apresentam uma inclinação contrária à inclinação do talude e uma direcção paralela ou sub-paralela ao mesmo (figura 32).

Em geral, o maciço apresenta-se em blocos individualizados por um sistema de descontinuidades ortogonais. Este tipo de rotura implica um movimento de rotação dos blocos e a estabilidade dos mesmos não está unicamente condicionada pela sua resistência ao deslizamento (Wyllie & Mah, 2004).

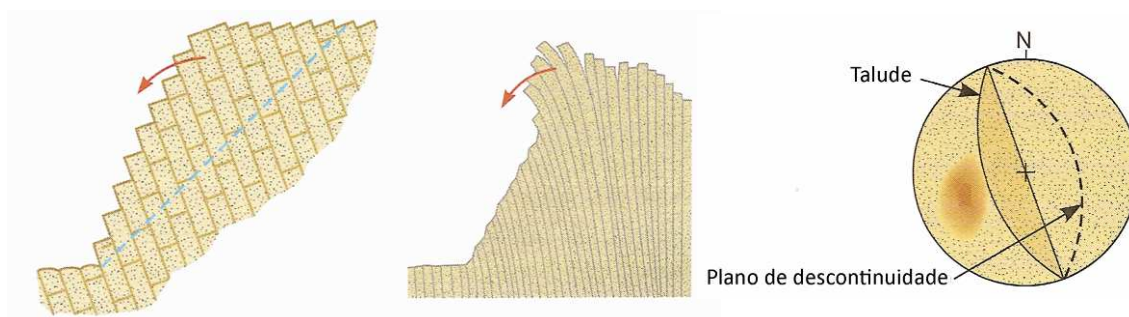


Figura 32 - Rotura por tombamento (adaptado de González de Vallejo et al., 2002).

### **3.2.4. Análise de estabilidade**

A análise de estabilidade aplica-se ao projecto de taludes ou quando estes apresentam problemas de instabilidade. É importante definir um coeficiente de segurança adequado, dependendo da finalidade da escavação do carácter temporário ou definitivo do talude (Wyllie & Mah, 2004). Para taludes definitivos o coeficiente de segurança a adoptar deve ser igual ou superior a 1.5, ou mesmo 2.0, dependendo da segurança exigida e da confiança que se tenha nos dados geotécnicos utilizados nos cálculos. Para taludes temporários, o factor de segurança a utilizar será próximo de 1.3, no entanto em situações específicas que o justifiquem, podem adoptar-se valores inferiores. A análise de estabilidade permite definir a geometria da escavação do talude ou as forças externas a aplicar para assegurar o factor de segurança requerido. No caso de taludes instáveis, esta análise permite projectar as medidas de correcção ou estabilização adequadas para evitar novos movimentos.

Podem, também, ser efectuadas “*análises a posteriori*”, ou seja, após a ocorrência de uma rotura, assim conhece-se à partida o mecanismo, modelo e geometria da instabilidade. Esta análise

torna-se útil para a caracterização geomecânica dos materiais envolvidos e para o estudo dos factores influentes na rotura. Os resultados obtidos através desta análise podem ser utilizados para o conhecimento do comportamento mecânico desse talude ou para extrapolar para taludes com características semelhantes. Os parâmetros determinados, normalmente, são a coesão e ângulo de atrito ao longo da superfície de rotura para as condições reais em que esta teve lugar.

Os métodos de análise de estabilidade baseiam-se num fundamento físico-matemático no qual intervêm as forças estabilizadoras e destabilizadoras, que actuam sobre o talude e determinam o seu comportamento e condições de estabilidade (Hoek & Bray, 1981; Wyllie & Mah, 2004).

Estes métodos podem-se agrupar em determinísticos e probabilísticos. Os primeiros indicam se o talude é ou não estável quando se conhecem as condições em que se encontra o talude, seleccionando os valores adequados dos parâmetros físicos e resistentes que controlam o comportamento do material, para a partir deles definir o estado de estabilidade ou o factor de segurança do talude. Existem dois grupos, os métodos de equilíbrio limite e os métodos tenso-deformacionais.

Por seu turno, os métodos probabilísticos consideram a probabilidade de rotura de um talude sob determinadas condições. Dada a dificuldade destes métodos, a sua aplicação não é frequente.

Os métodos mais utilizados para a análise de estabilidade são os métodos de equilíbrio limite. Estes analisam o equilíbrio de uma massa rochosa potencialmente instável e consistem em comparar as forças favoráveis ao movimento com as forças resistentes que se opõem ao mesmo, ao longo de uma determinada superfície de rotura. Estes métodos baseiam-se (Wyllie & Mah, 2004):

- o Na selecção de uma superfície teórica de rotura no talude;
- o No critério de rotura Mohr-Coulomb;
- o Na definição do “coeficiente de segurança”.

Através do quociente entre as forças estabilizadoras e as destabilizadoras, ou em termos de tensões, tensões tangenciais resistentes e tensões tangenciais deslizantes, respectivamente, obtém-se o **coeficiente de segurança (F)** do talude para a superfície analisada.

$$F = \frac{\textit{Tensões tangenciais resistentes}}{\textit{Tensões tangenciais deslizantes}}$$

Após a avaliação do coeficiente de segurança da superfície considerada, é necessário avaliar outras possíveis superfícies de rotura até encontrar a que tenha o menor coeficiente de segurança, a qual se admite como superfície potencial de rotura.

As forças que actuam sobre o plano de rotura ou deslizamento potencial, supondo que não existem forças externas a actuar, são as devidas ao peso do material,  $W$ , à coesão,  $c$ , e ao atrito,  $\phi$ , do plano (figura 33).

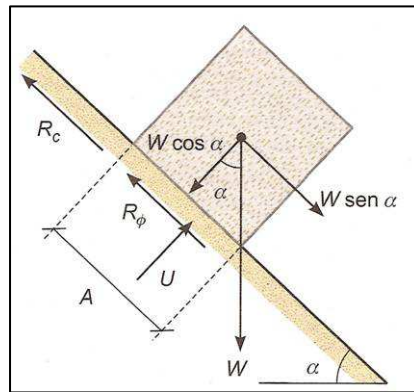


Figura 33 – Forças actuantes sobre uma superfície de rotura num talude (adaptado de González de Vallejo et al., 2002).

Desta forma, o coeficiente de segurança é dado por:

$$F = \frac{R_c + R_\phi}{S}$$

sendo,

$R_c$  - Forças coesivas =  $cA$

$R_\phi$  - Forças de atrito =  $W \times \cos \alpha \times \text{tg } \phi$

$S$  - Forças que tendem ao deslizamento =  $W \times \text{sen } \alpha$

$A$  - Área do plano de rotura

No caso de existir pressão de água sobre a superfície de rotura, sendo  $U$  a força total devida à água sobre a superfície  $A$ ,  $R_\phi$  será expresso pela seguinte expressão:

$$R_\phi = (W \cos \alpha - U) \text{tg } \phi$$

Para roturas em rocha, à semelhança dos materiais tipo-solo, os métodos baseiam-se igualmente nas equações de equilíbrio entre as forças actuantes, estabelecidas com base na geometria concreta de cada tipo de rotura.

Em taludes rochosos pode-se analisar a estabilidade por cada tipo de rotura possível. Como se referiu no ponto 3.2.3., os três modelos de rotura mais frequentes são a rotura planar, em cunha e por tombamento.

### Rotura planar

Este é o caso mais simples em termos de análise; a equação do coeficiente de segurança é estabelecida a partir das forças actuantes sobre a superfície de rotura considerada (figuras 33 e 34):

$$F = \frac{cA + (W \cos \alpha - U) \operatorname{tg} \phi}{W \operatorname{sen} \alpha}$$

sendo,

$cA$  – força devido à coesão no plano de deslizamento

$(W \cos \alpha - U) \operatorname{tg} \phi$  – força devido ao atrito no plano

$W \cos \alpha$  – componente estabilizadora do peso

$U$  – força total devido à pressão da água sobre a superfície de deslizamento

$W \operatorname{sen} \alpha$  – componente destabilizadora do peso

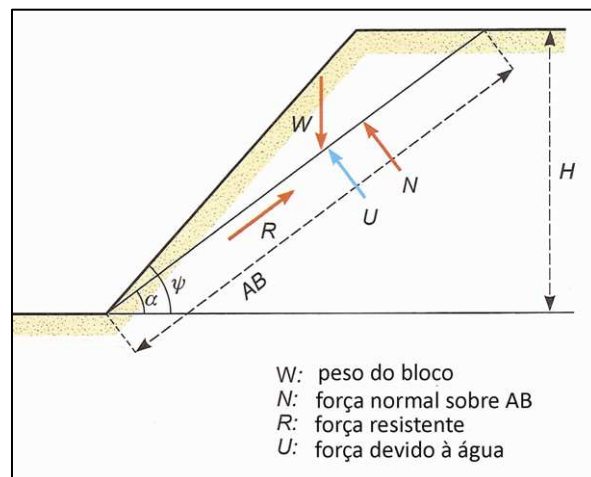


Figura 34 - Esquema da actuação das forças sobre uma superfície de deslizamento plana (adaptado de González de Vallejo et al., 2002).

### Rotura em cunha

Para a análise da estabilidade de uma cunha podem-se utilizar métodos distintos, dependendo da exactidão requerida e da finalidade da análise. As expressões matemáticas que levam ao cálculo do coeficiente de segurança de uma cunha pelo método analítico (Hoek & Bray, 1981; Wyllie & Mah, 2004) são complicadas, morosas e trabalhosas. No caso mais simples, supondo que só existe atrito para os dois planos da cunha e que o ângulo de atrito é o mesmo para ambos, o coeficiente de segurança obtém-se através da seguinte expressão:

$$F = \frac{[(R_A + R_B) \operatorname{tg} \phi]}{W \operatorname{sen} \alpha}$$

Sendo  $\alpha$  o ângulo da linha de intersecção com a horizontal.

Para obter  $R_A$  e  $R_B$  é necessário calcular as forças actuantes, nas direcções paralelas e perpendicular à linha de intersecção dos planos de cunha.

Se for considerada a coesão e a pressão de água sobre os planos, o cálculo torna-se mais complicado (*vide* Hoek & Bray, 1981; Wyllie & Mah, 2004).

Para o caso simples de uma cunha formada por dois planos sem coesão e sem presença de água, os ábacos de Hoek & Bray (1981) permitem obter o coeficiente de segurança ( $F$ ) da cunha a partir dos valores da inclinação, direcção da inclinação (i.e., o azimute da recta de maior declive) e ângulo de atrito dos planos. Os ábacos (figura 35) fornecem os parâmetros adimensionais  $A$  e  $B$  que se introduzem na expressão:

$$F = A \operatorname{tg} \phi_a + B \operatorname{tg} \phi_b$$

Sendo  $\phi_a$  e  $\phi_b$  os ângulos de atrito dos planos que formam a cunha, sendo o plano  $A$  o de menor inclinação.

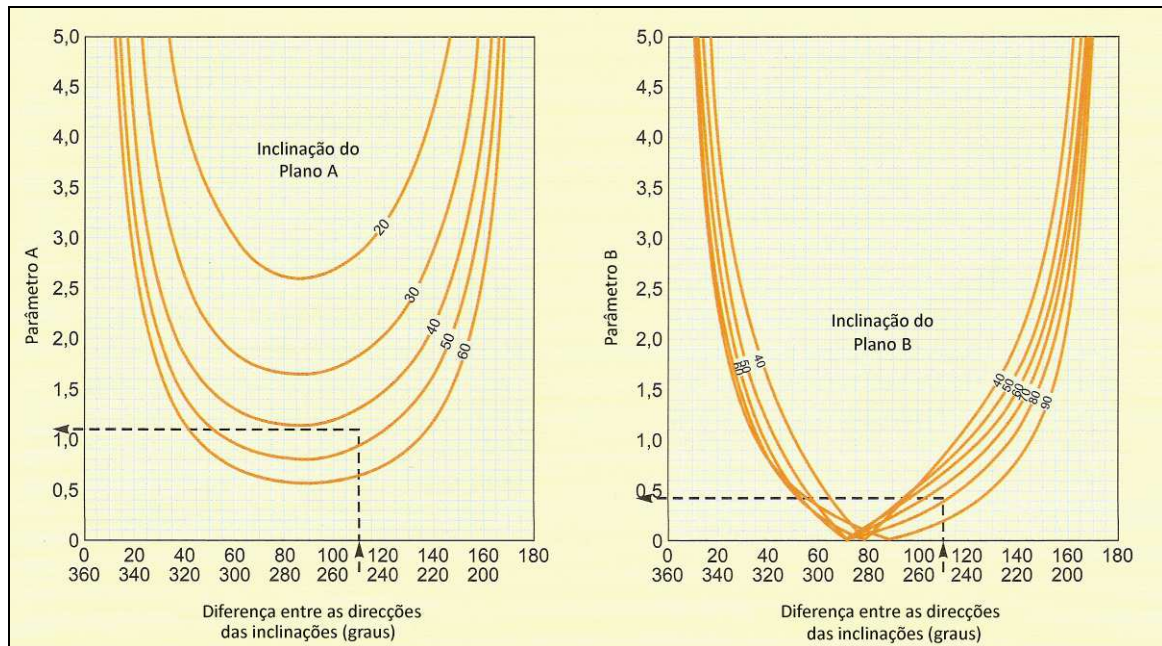


Figura 35 - Ábacos de Hoek & Bray (1981) para o cálculo do coeficiente de segurança de uma cunha (adaptado de González de Vallejo et al., 2002).

No entanto, a análise completa da estabilidade de uma cunha, pode ser efectuada recorrendo ao método de John (1968), sendo necessário para isso conhecer o peso do bloco. Este método baseia-se na representação estereográfica das direcções das forças que actuam sobre a cunha e os planos que a formam, com a finalidade de conhecer os ângulos entre as diferentes forças resultantes que permitam calcular o coeficiente de segurança.

Se não existir coesão sobre o plano (figura 36), a força que se opõe ao deslizamento do bloco é  $R_\phi = N \operatorname{tg} \phi$ , o movimento terá tendência a ocorrer quando  $S > R_\phi$ , ou seja, quando  $\alpha > \phi$ .

Assim, o coeficiente de segurança será dado por:

$$F = \frac{\operatorname{tg} \phi}{\operatorname{tg} \alpha}$$

A força resistente  $R_\phi$ , actua uniformemente na superfície entre o bloco e o plano, e se o atrito é o mesmo em qualquer direcção pode-se definir um "círculo de atrito" em torno da tensão normal  $N$ .

A condição para que ocorra deslizamento,  $\alpha > \phi$ , cumpre-se quando o vector peso  $W$  cai fora deste círculo de atrito.

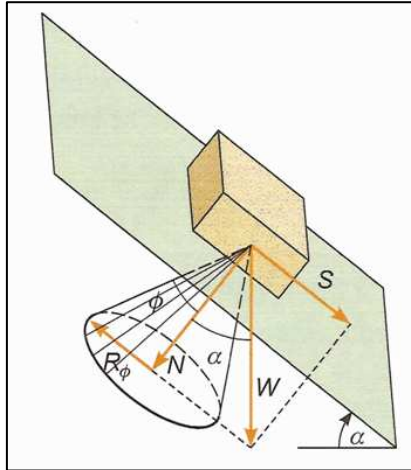


Figura 36 – Círculo de atrito em torno da tensão normal, no caso de não existir coesão (González de Vallejo et al., 2002).

Se existir coesão entre o bloco e o plano, a força resistente devida à coesão,  $R_c$ , adiciona-se à força de atrito. O novo círculo de atrito “aparente” terá um raio igual a  $R_\phi + R_c$ , como se pode observar na figura 37.

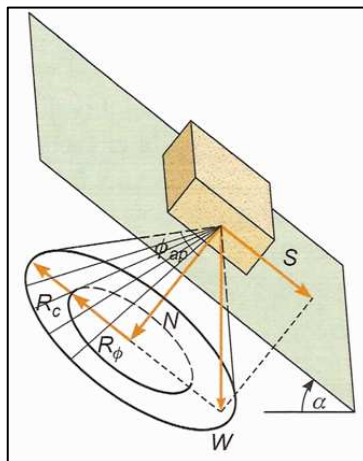


Figura 37 – Círculo de atrito em torno da tensão normal, no caso de existir coesão (González de Vallejo et al., 2002).

O atrito aparente,  $\phi_{ap}$ , pode ser calculado através da expressão:

$$tg \phi_{ap} = tg \phi + \frac{cA}{W \cos \alpha}$$

e o coeficiente de segurança pode ser dado pela seguinte expressão:

$$F = \frac{tg \phi_{ap}}{tg \alpha}$$

A condição para que ocorra deslizamento nestas novas condições será  $S > R_\phi + R_c$  ou  $\alpha > \phi_{ap}$ .

### Rotura por tombamento

A análise da rotura por tombamento de blocos é efectuada estudando a condição de equilíbrio de cada um dos blocos que formam o talude. Para realizar os cálculos estabelece-se a ligação entre todos eles, considerando as suas acções mútuas e as relações geométricas dos blocos com o talude. Goodman & Bray (1976) e Hoek & Bray (1981), desenvolveram a análise para casos simples e taludes com blocos esquemáticos. Os casos mais complexos não podem ser representados por modelos simples e não podem ser analisados através dos métodos de equilíbrio limite. É muito importante ter em conta que cada um dos blocos que formam o talude pode sofrer instabilidade por tombamento ou deslizamento, em função das forças actuantes e das dimensões do bloco, de acordo com as seguintes condições:

$\phi > \alpha$  não é possível o deslizamento

$\phi < \alpha$  é possível o deslizamento

$\frac{\Delta x}{yn} > tg \alpha$  não é possível o tombamento

$\frac{\Delta x}{yn} < tg \alpha$  é possível o tombamento

Sendo  $\phi$  o ângulo de atrito da base do bloco e  $\alpha$  o ângulo de inclinação com a horizontal.

## 3.3. Classificações Geomecânicas

### 3.3.1. Generalidades

As classificações geomecânicas, pela importância que lhes foi reconhecida, foram sendo melhoradas passando a incluir elementos de carácter geológico-estrutural e geotécnico, imprescindíveis para a determinação da qualidade de um maciço (presença ou ausência de diaclases, superfícies de estratificação/xistosidade, atitude das superfícies de descontinuidade, espaçamento, abertura, preenchimento, rugosidade, etc.). O primeiro passo para aplicar uma classificação deve ser a determinação dos parâmetros ou características relevantes em termos de resistência do material rochoso. Uma classificação implica uma simplificação e interpretação dos dados; por isso, são consideradas como classificações empíricas (Bieniawski, 1989).

Estas classificações constituem um sistema de comunicação universal entre os seus utilizadores, (engenheiros, geólogos, geotécnicos, etc.), melhoram o conhecimento do comportamento do maciço rochoso e proporcionam uma avaliação quantitativa do mesmo, por meio de um algoritmo aritmético. Alguns dos índices geomecânicos utilizados na classificação geomecânica de taludes rochosos são RMS (Selby, 1980), RMR (Bieniawski, 1989), SMR (Romana, 1985, 1993, 1997). Esta última tem, grande aceitação desde o seu aparecimento (Romana et al., 2001, 2003). Uma das suas principais vantagens é a definição exaustiva quantitativa que faz dos factores de correcção, que dependem da orientação relativa existente entre o talude e as descontinuidades, assim como do método de escavação do talude (Tomás et al., 2006).

As classificações geomecânicas estabelecem diferentes graus de qualidade do maciço em função das propriedades da matriz rochosa e das descontinuidades, proporcionando também valores aproximados em termos de resistência global. Para fornecerem estes dados baseiam-se nos seguintes factores, que determinam o comportamento mecânico do maciço (Hoek & Bray, 1981):

- Propriedades petrofísicas da matriz rochosa;
- Frequência e tipo de descontinuidades;
- Grau de alteração;
- Estado de tensão *in situ*;
- Propriedades hidrogeológicas.

Dado que os factores referidos são muito variáveis, assim como o carácter descontínuo e anisotrópico dos maciços, existe uma grande dificuldade no estabelecimento de classificações gerais, válidas para os diferentes tipos de maciços.

A classificação geomecânica contempla duas fases: a de caracterização (onde se procede à identificação dos parâmetros geológicos, geotécnicos e geomecânicos do material-rocha; que contribuem, em maior ou menor grau, para a sua estabilidade) e a de estabelecimento de uma classificação (onde se atribuem diferentes pesos aos parâmetros geológico-geotécnicos que foram objecto de análise na fase anterior, de acordo com a sua importância relativamente aos objectivos pretendidos).

Os principais tipos de classificações e sistematizações geomecânicas podem ser agrupadas nos seguintes tipos (Bieniawski, 1989):

- Descritivas: baseadas em aspectos descritivos;
- Numéricas: baseadas em parâmetros com diferentes “pesos” consoante as suas características geotécnicas;
- Comportamentais: baseadas em classes relacionadas com o comportamento do maciço;
- Gerais: baseada numa sistematização sintética para aplicações geotécnicas genéricas;

- Funcionais: baseadas numa sistematização estruturada para aplicações especiais.

As características dos maciços rochosos que se consideram, em regra, nas distintas classificações são (Rocha, 1981; Bieniawski, 1989):

- Resistência do material rochoso;
- Índice RQD;
- Espaçamento das descontinuidades;
- Atitude das descontinuidades;
- Condições das descontinuidades;
- Estrutura geológica e falhas;
- Infiltrações e presença de água;
- Estado de tensão.

As principais classificações geomecânicas são as seguintes:

- ***Rock Load Mass Classification System*** de Terzaghi (1946);
- ***Rock Quality Designation Index (RQD)*** de Deere et al. (1967) e actualizações de Palmström (1995);
- ***Rock Structure Rating (RSR)*** de Wickham et al. (1972);
- ***Rock Tunnelling Quality Index (Q)*** de Barton et al. (1974) e actualizações  $Q_{TBM}$  de Barton (2000);
- ***Basic Geotechnical Description of Rock Masses (BGD)*** da ISRM (1981);
- ***Rock Mass Rating (RMR)*** de Bieniawski (1973, 1976, 1979, 1984, 1989);
- ***Slope Mass Rating (SMR)*** de Romana (1985, 1993, 1997).
- ***Geological Strength Index (GSI)*** de Hoek (1994, 2007).

Uma vez que o objectivo deste trabalho se relaciona com a problemática dos taludes rochosos, as classificações que vão ser exploradas são a *Rock Mass Rating (RMR)*, a *Slope Mass Rating (SMR)* e a *Geological Strength Index (GSI)*.

### 3.3.2. *Rock Mass Rating (RMR)*

A classificação geomecânica denominada RMR (*Rock Mass Rating*) foi introduzida e desenvolvida por Bieniawski (1973, 1976, 1979, 1984, 1989), tendo as várias versões surgido em função da experiência acumulada. A classificação RMR desenvolveu-se para aplicação em maciços rochosos subterrâneos e passou a ser muito utilizada em túneis e outras aplicações para descrever massas rochosas. Esta classificação baseia-se na atribuição de pesos a parâmetros previamente seleccionados, os quais são, genericamente, características físicas, geométricas e mecânicas do maciço e do material-rocha, e são os seguintes (quadro 11):

- (P1) resistência do material-rocha à compressão uniaxial;
- (P2) grau de fracturação em termos de *Rock Quality Designation (RQD)*;
- (P3) espaçamento das descontinuidades;
- (P4) condições das descontinuidades (rugosidade, continuidade, abertura e preenchimento);
- (P5) condições hidrogeológicas (infiltração de água);
- (P6) orientação das descontinuidades em relação à escavação.

O valor de RMR pode ser determinado pela soma dos parâmetros P1, P2, P3, P4, P5 e P6. Este somatório permite definir um valor que varia entre zero e cem, obtendo-se um **Índice de Qualidade RMR** para cada zona geotécnica de um dado maciço.

A resistência da rocha pode ser obtida através do ensaio laboratorial de compressão uniaxial em amostras devidamente preparadas ou, em alternativa, através do ensaio de carga pontual (*Point Load Test*) já que, para efeitos de classificação de maciços, este ensaio fornece uma estimativa satisfatória daquele valor. No caso de haver mais do que um conjunto de descontinuidades, os pesos relativos ao espaçamento e condições das descontinuidades devem ser determinados para aquele que for mais crítico Bieniawski (1989).

O peso devido à orientação das descontinuidades foi introduzido por Bieniawski (1976, 1979, 1984, 1989) como ajuste do somatório dos cinco pesos anteriores, para ter em conta o efeito favorável ou desfavorável dessa orientação. Não é fácil aplicar esta correcção porque uma determinada orientação pode ser favorável ou desfavorável dependendo das condições de percolação de água e das próprias descontinuidades.

Considera-se que os pesos dos parâmetros são dependentes do tipo de obra em questão. Por exemplo, a importância da percolação de água deverá ser maior do que a resistência da rocha intacta quando se está a estudar a estabilidade de um talude rochoso. A avaliação do maciço

rochoso para um parâmetro é universal. Assume-se que a avaliação pode ser feita, quantitativamente, num intervalo de 0 a 1.

A partir do valor de RMR pode caracterizar-se um maciço em termos de qualidade, dividindo-o em zonas estruturais com características geológico-geotécnicas semelhantes, sendo então o maciço enquadrado numa de cinco classes: muito má, má, razoável, boa e muito boa. Para cada uma destas classes estão estabelecidos os parâmetros de resistência Mohr-Coulomb, período de tempo sem suporte e informações sobre a qualidade do maciço. Bieniawski (1984, 1989) apresenta um quadro-síntese sobre o método de escavação e o tipo de suporte a utilizar em túneis e galerias (quadro 12).

Quadro 11 - Classificação geomecânica RMR (adaptado de Bieniawski, 1989).

A – Parâmetros de classificação e seus pesos									
Parâmetro			Intervalo de variação dos valores						
P1	Resistência do material rochoso intacto	Ensaio de Carga Pontual (MPa)	>10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Para este intervalo é aconselhável utilizar o ensaio de resistência à compressão uniaxial		
		Resistência Compressão uniaxial (MPa)	>250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	<1 MPa
	Peso	15	12	7	4	2	1	0	
P2	RQD	90-100%	75-90%	50-75%	25-50%	<25%			
	Peso	20	17	13	8	3			
P3	Espaçamento das descontinuidades	>2 m	0.6-2.0m	0.2-0.6m	0.06-0.2m	<0.06m			
	Peso	20	15	10	8	5			
P4	Condições das descontinuidades (ver E)	Superfícies muito rugosas Não contínuas Nenhuma separação Superfície de rocha inalterada	Superfícies ligeiramente rugosas Separação <1mm Superfície de rocha ligeira/alterada	Superfícies ligeiramente rugosas Separação <1mm Superfície de rocha muito alterada	Superfícies lisas ou enchimento com espessura < 5mm ou separação 1-5mm contínua	enchimento mole com espessura >5mm ou separação >5mm contínua			
		Peso	30	25	20	10	0		
P5	Água subterrânea	Caudal por 10m de túnel (l/m)	Nenhum	<10	10-25	25-125	>125		
		(Pressão água nas diaclases/ tensão principal máxima)	0	<0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	>0,5		
		Condições gerais	Completamente seco	Ligeiramente Húmido	Húmido	Gotejante	Fluente		
Peso		15	10	7	4	0			
B. Ajuste dos pesos devido à orientação das descontinuidades (ver F)									
		Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito Desfavorável			
P6	Túneis e minas	0	-2	-5	-10	-12			
	Fundações	0	-2	-7	-15	-25			
	Taludes	0	-6	-25	-50	-60			
C. Classe do maciço rochoso determinado através da soma dos pesos parciais									
Peso		100-81	80-61	60-41	40-21	<21			
Tipo de Classe		I	II	III	IV	V			
Descrição		Rocha de muito boa qualidade	Rocha de boa qualidade	Rocha de qualidade razoável	Rocha de má qualidade	Rocha de muito má qualidade			
D. Significado das classes das rochas									
Tipo de classe		I	II	III	IV	V			
Tempo médio de auto-sustentimento (auto-portante)		20 anos para um vão de 15m	1 ano para um vão de 10m	1 semana para um vão de 5m	10 horas para um vão 2,5m	30 minutos para um vão de 1m			
Coesão do maciço rochoso (kPa)		>400	300-400	200-300	100-200	<100			
Ângulo de atrito do maciço rochoso (°)		>45	35-45	25-35	15-25	<15			
E. Orientações para a classificação das condições das descontinuidades									
Comprimento (persistência)	<1m	1-3m	3-10m	10-20m	>20m				
Peso	6	4	2	1	0				
Abertura	Nenhuma	<0.1mm	0.1-1.0mm	1-5mm	>5mm				
Peso	6	5	4	1	0				
Rugosidade	Muito rugoso	Rugoso	Ligeiramente rugoso	Macio	Liso				
Peso	6	5	3	1	0				
Enchimento	Nenhum	Enchimento duro <5mm	Enchimento duro >5mm	Enchimento mole <5mm	Enchimento mole >5mm				
Peso	6	4	2	2	0				
Grau de alteração	Inalterado	Ligeiramente alterado	Moderadamente alterado	Muito alterado	Decomposto				
Peso	6	5	3	1	0				
F. Efeito da orientação da direcção e da inclinação das descontinuidades em túneis									
Direcção perpendicular ao eixo do túnel					Direcção paralela ao eixo do túnel				
Escavar a favor da inclinação – inclinação 45°-90°			Escavar a favor da inclinação – inclinação 20°-45°		Inclinação 45°-90°		Inclinação 20°-45°		
Muito favorável			Favorável		Muito desfavorável		Razoável		
Escavar contra a inclinação – inclinação 45°-90°			Escavar contra a inclinação – inclinação 20°-45°			Inclinação 0°-20° Independente da direcção			
Razoável			Desfavorável			Razoável			

Quadro 12 – Método de escavação e tipo de suporte a utilizar em túneis e galerias (adaptado de Bieniawski, 1976, 1984, 1989).

Classe	I	II	III	IV	V
Descrição da qualidade	Muito Boa	Boa	Razoável	Má	Muito má
RMR	100 - 90	90 - 70	70 - 50	50 - 25	< 25
Ângulo de atrito do maciço	> 45°	45° - 40°	40° - 35°	35° - 30°	< 30°
Período de estabilidade sem sustimento	10 anos para um vão de 4m	6 meses para um vão de 4m	1 semana para um vão de 3m	5 horas para um vão de 1,5m	10 minutos para um vão de 0,5m
Tipos de suporte (Vãos de 5 a 15m e escavação com explosivos)	Pregagens		Pregagens espaçadas 1,0 a 1,5m aplicadas com rede metálica mais betão projectado com 3cm de espessura no tecto quando necessário	Pregagens espaçadas 0,5 a 1m sobre rede metálica mais betão projectado com 5cm de espessura no tecto e paredes	Pregagens espaçadas 0,5m sobre rede metálica mais betão projectado com 10cm de espessura no tecto e paredes
	Betão projectado	Sem necessidade de suporte (excepto pregagens pontuais)	Betão projectado com 10cm de espessura no tecto e 5cm nas paredes mais malha metálica em certas zonas e pregagens sempre que necessário	Betão projectado com 15cm de espessura no tecto e 10cm nas paredes mais malha metálica e pregagens afastadas 1,5 a 3m	Betão projectado com 20cm de espessura no tecto e 15cm nas paredes sobre rede metálica mais pregagens e cimbramentos ligeiros
	Cimbramentos		Em geral não é económico	Cimbramentos ligeiros afastados 1,5 a 2m	Cimbramentos médios espaçados 0,7 a 1,5m mais 5cm de betão projectado no tecto e paredes

### 3.3.3. *Slope Mass Rating (SMR)*

Romana (1985, 1993, 1997) deu uma contribuição significativa à classificação RMR, propondo uma alteração a este conceito de modo a poder ser aplicada a taludes rochosos.

Esta extensão da classificação RMR (Bieniawski, 1989), conhecida como *Slope Mass Rating (SMR)*, proposta por Romana (1985) para taludes rochosos, obtém-se através da adição ao valor de RMR de uma série de factores de ajuste dependentes da relação geométrica existente entre a descontinuidade e o talude, assim como da soma de um factor dado pelo método de escavação, atendendo à expressão seguinte:

$$SMR = RMR + (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4$$

O valor de SMR obtém-se da soma de cinco parâmetros que têm em conta a resistência da matriz rochosa, o espaçamento entre descontinuidades, o estado das descontinuidades, as condições hidráulicas do maciço e o RQD. Os factores de correcção são os seguintes:

- $F_1$  - depende do paralelismo entre a direcção das descontinuidades e da face do talude. Varia entre 1,00 (quando ambas as direcções são paralelas) e 0,15 (quando o ângulo entre ambas as direcções é maior que  $30^\circ$  e a probabilidade de rotura é muito baixa). Estes valores, estabelecidos empiricamente, ajustam-se aproximadamente à seguinte expressão:

$$F_1 = [1 - (\text{sen } a_j - a_s)]^2$$

sendo  $a_j$  e  $a_s$  os valores de direcção da descontinuidade e do talude, respectivamente

- $F_2$  - depende da inclinação das descontinuidades numa rotura planar. É, de certa forma, uma medida da probabilidade da resistência ao corte da descontinuidade. Varia entre 1,00 (para descontinuidades com inclinação superior a  $45^\circ$ ) e 0,15 (para descontinuidades com inclinação inferior a  $20^\circ$ ). Foi estabelecido empiricamente, mas pode ajustar-se aproximadamente segundo a relação:

$$F_2 = \text{tg}^2 b_j$$

Sendo  $b_j$  a inclinação da descontinuidade;  $F_2$  assume o valor 1,00 para as roturas por tombamento.

- $F_3$  – reflecte a relação entre as inclinações da descontinuidade e do talude. Foram mantidos os valores propostos por Bieniawski (1976, 1989) para o parâmetro P6 relativo a taludes, variando entre -60 e 0.
- $F_4$  - factor de ajuste relativo ao método de escavação utilizado. Varia entre -8 (desmonte com explosivos deficiente) e +15 (talude natural).

As classes de estabilidade segundo o SMR (Romana, 1985, 1993, 1997) são as que se apresentam no quadro 13.

Quadro 13 - Classes de estabilidade segundo o SMR (Romana, 1985).

Classe	SMR	Descrição	Estabilidade	Roturas	Tratamento
Ia	91 - 100	Muito Boa	Completamente Estável	Nenhuma	Nenhum
Ib	81 - 90				
IIa	71 - 80	Boa	Estável	Alguns Blocos	Ocasional
IIb	61 - 70				
IIIa	51 - 60	Razoável	Parcialmente Estável	Algumas descontinuidades ou muitas cunhas	Sistemático
IIIb	41 - 50				
IVa	31 - 40	Má	Instável	Descontinuidades ou cunhas importantes	Importante/ Correctivo
IVb	21 - 30				
Va	11 - 20	Muito Má	Completamente Instável	Roturas planares importantes ou em massa	Re-escavação
Vb	0 - 10				

Nos quadros 14, 15, 16, 17 apresentam-se os tipos de rotura prováveis de acordo com os valores de SMR.

Quadro 14 – Rotura planar provável de acordo com o SMR (Romana, 1985, 1997).

Rotura Planar	
SMR > 60	Nenhuma
60 > SMR > 40	Importantes
40 > SMR > 15	Muito grandes

Quadro 15 – Rotura provável em cunha de acordo com o SMR (Romana, 1985, 1997).

Rotura em Cunha	
SMR > 75	Muito Poucas
75 > SMR > 49	Algumas
55 > SMR > 40	Muitas

Quadro 16 – Rotura provável por tombamento de acordo com o SMR (Romana, 1985, 1997).

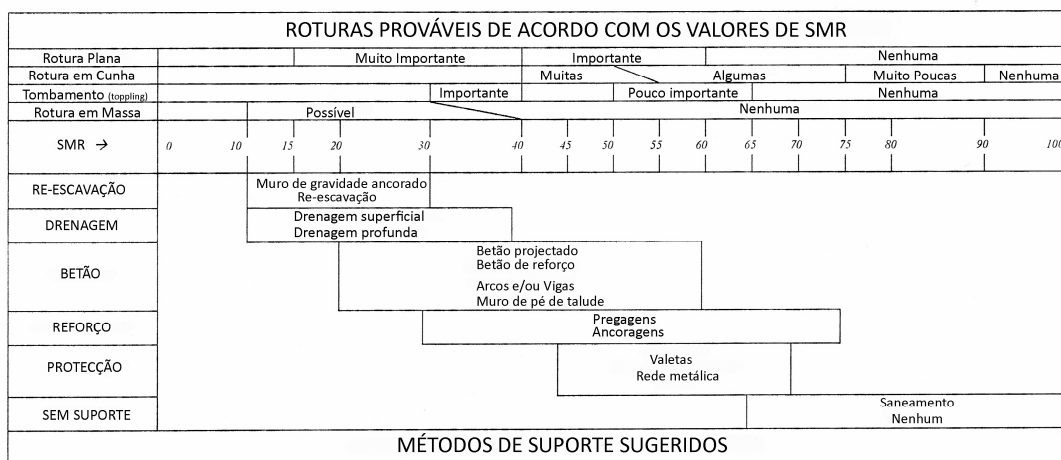
Roturas por tombamento	
SMR > 65	Nenhuma
65 > SMR > 50	Poucas
40 > SMR > 30	Muitas

Quadro 17 – Rotura provável em massa de acordo com o SMR (Romana, 1985, 1997).

Roturas em massa	
SMR > 30	Nenhuma
30 > SMR > 10	Possível

No quadro 18 apresentam-se os métodos de suporte sugeridos de acordo com os valores de SMR.

Quadro 18 – Métodos de suporte sugeridos de acordo com o SMR (Romana, 1985, 1997).



O SMR caracteriza-se pelo seu carácter discreto, fazendo corresponder a cada parâmetro uma determinada pontuação, em função do valor que adopta a variável que controla o dito parâmetro. Como consequência, pode observar-se que pequenas mudanças no valor da variável levam a variações notáveis do parâmetro em questão, o que ocasiona mudanças na classe de qualidade do maciço rochoso. Importa lembrar que, o cálculo dos índices de qualidade geomecânica contém uma forte componente de entendimento pessoal, que também condiciona o índice de qualidade final.

### 3.3.4. *Geological Strength Index (GSI)*

A quantificação da resistência de um maciço rochoso, dada a sua complexidade, pode ser estabelecida através de métodos empíricos (Hoek & Brown, 1980; Hoek et al., 2002; Hoek, 2007), no entanto, estes devem ser sempre complementados com ensaios *in situ* e em laboratório.

Baseado em dados experimentais e através dos princípios de mecânica das rochas, Hoek & Brown (1980) estabeleceram, para rochas intactas, a partir da teoria original de Griffith, o designado *critério de rotura de Hoek & Brown*, traduzido pela seguinte expressão:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c \cdot \left( m_i \cdot \frac{\sigma'_3}{\sigma_c} + 1 \right)^{1/2}$$

em que  $\sigma'_1$  e  $\sigma'_3$  são, respectivamente, as tensões principais efectivas máxima e mínima na rotura e  $m_i$  uma constante da rocha intacta. Assim, a relação entre as tensões principais na rotura para uma dada rocha é definida por dois parâmetros: a resistência à compressão simples  $\sigma_c$  e a constante  $m_i$ . Sempre que possível, os valores destas constantes devem ser determinados através de uma análise estatística de resultados de uma série de ensaios triaxiais levados a cabo segundo as recomendações da ISRM (1981). Os valores do parâmetro  $m_i$  podem ser estimados a partir do Quadro 19 (Hoek, 1994).

Os mesmos autores apresentaram, também, um critério de resistência para os maciços rochosos, que resultou da generalização da expressão anterior, sendo a versão actual dada por:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c \cdot \left( m_b \cdot \frac{\sigma'_3}{\sigma_c} + s \right)^a$$

em que  $m_b$  é o valor reduzido do parâmetro  $m_i$  e  $s$  e  $a$  são parâmetros que dependem das características do maciço rochoso.

Quadro 19 – Estimativa dos valores de  $m_i$  (adaptada de Hoek, 2007).

Tipo de rocha	Classe	Grupo	Textura			
			Grosseira	Média	Fina	Muito Fina
Sedimentar	Clástica	Conglomerado (22)				
		Arenito (19)				
	Siltito (9)					
	Argilito (4)					
	Grauvaque (18)					
	Cré (18)					
Sedimentar	Não-clástica	Orgânica	Carvão (8-21)			
		Carbonatada	Brecha (20)	Calcário compacto (10)	Calcário grosseiro (8)	
	Química		Gesso (16)	Anidrito (13)		
Metamórfica	Não foliada		Mármore (9)	Corneana (19)	Quartzito (24)	
	Ligeiramente foliada		Migmatito (30)	Anfibolito (31)	Milonito (24)	
	Foliada*		Gnaiss (33)	Xisto (10)	Filito (20)	Ardósia (9)
Ígnea	Clara	Granito (33)			Riólito (16)	Obsidiana (19)
		Granodiorito (30)			Dacito (17)	
		Diorito (28)			Andesito (19)	
	Escura	Gabro (27)		Dolerito (19)	Basalto (17)	
		Norito (22)				
	Tipo piroclástica extrusiva		Aglomerado (20)	Brecha (18)	Tufo (15)	

**Notas:** i) Os valores entre parênteses são estimados; ii) Os valores assinalados com (\*) são para amostras de rocha ensaiadas numa direcção normal à estratificação ou foliação; iii) Os valores de  $m_i$  serão significativamente diferentes se ocorrer rotura ao longo de superfícies de baixa resistência.

Para a determinação dos parâmetros constantes da equação, Hoek (1994) apresentou um sistema de classificação denominado por **GSI** (*Geological Strength Index*) que fornece um parâmetro geotécnico que varia entre 0 e 100. Este sistema baseia-se no conceito de que a resistência de um

maciço rochoso depende não só das propriedades da rocha intacta, mas também na liberdade que os blocos de rocha têm de escorregar ou rodar sob diferentes condições de tensão.

À exceção de maciços rochosos de muito má qualidade, o valor do GSI de um maciço pode ser estimado através do valor de **RMR** (Bieniawski, 1989), utilizando um peso de 15 para a condição da presença da água e de 0 para a orientação das descontinuidades. Assim, para maciços com  $RMR \geq 23$ , a relação entre estes dois índices faz-se através da seguinte expressão tendo em consideração os pesos anteriormente referidos:

$$GSI = RMR - 5$$

Para maciços rochosos de má qualidade com valores de  $RMR < 23$ , a correlação é expressa com base em  $Q'$ , uma forma alterada do valor de  $Q$ :

$$GSI = \ln Q' + 44$$

onde,

$$Q' = \frac{RQD}{Jn} \cdot \frac{Jr}{Ja}$$

sendo,

RQD – “Rock Quality Designation”

Jr – Índice de rugosidade

Jn – n.º de famílias de diaclases

Ja – Índice de alteração de diaclases

Este parâmetro pode, em alternativa, ser determinado através da consulta da figura 38. Deve ser considerado um intervalo para o valor de GSI em vez da consideração de um único valor (quadro 20).





**4**

**ESTUDO GEOLÓGICO-GEOMECÂNICO DE TALUDES NA FREGUESIA DE S.  
PEDRO DA AFURADA (VILA NOVA DE GAIA)**



## 4. ESTUDO GEOLÓGICO-GEOMECÂNICO DE TALUDES NA FREGUESIA DE S. PEDRO DA AFURADA (VILA NOVA DE GAIA)

### 4.1. Localização

A área em estudo localiza-se na freguesia de S. Pedro da Afurada, pertencente ao concelho de Vila Nova de Gaia (figura 39). Vila Nova de Gaia é uma cidade localizada na margem esquerda da foz do rio Douro, pertencente ao distrito do Porto, localizada na região Norte e na sub-região do Grande Porto. É sede de um município com uma área de 170.82 km<sup>2</sup> e 288.749 habitantes (segundo os censos do INE, 2001), subdividido em 24 freguesias. O município é limitado a Norte pela cidade do Porto, a Este por Gondomar, a Sul por Santa Maria da Feira e Espinho e a Oeste pelo oceano Atlântico. A freguesia de S. Pedro da Afurada tem 3442 habitantes (segundo os censos do INE, 2001) e cerca de 1 km<sup>2</sup>.

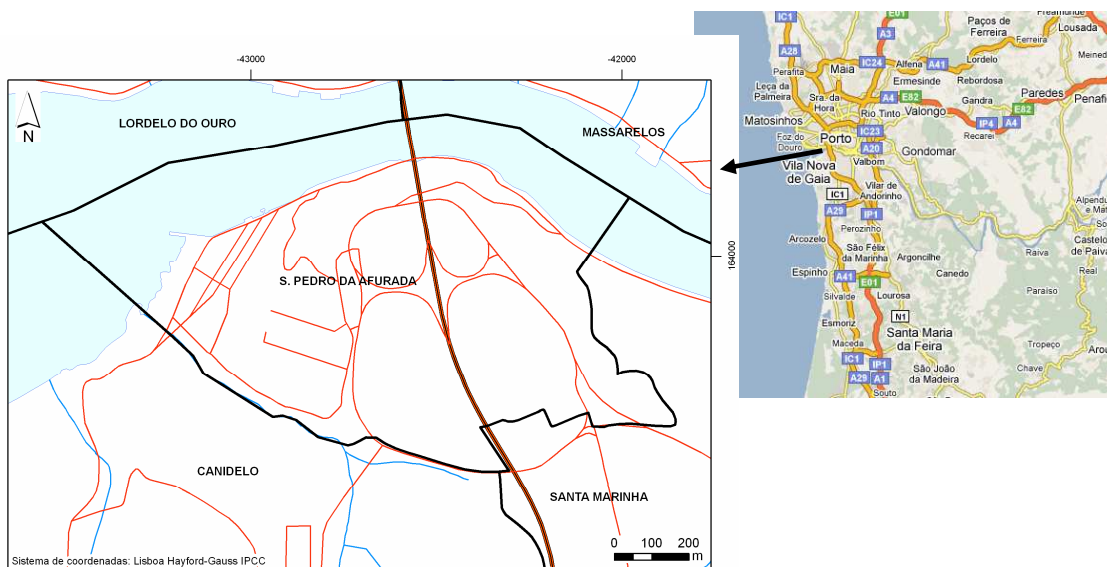


Figura 39 – Localização da freguesia de S. Pedro da Afurada (bases cartográficas: Carta Militar de Portugal, escala 1/25000, e Carta Administrativa Oficial de Portugal, de 2008).

### 4.2. Breve nota histórica sobre S. Pedro da Afurada

S. Pedro da Afurada encontra-se situado na margem esquerda do Rio Douro, próximo da foz deste rio (figura 40). O seu nome primitivo era “Furada”. De entre as várias teorias sobre a origem deste topónimo, a que parece mais fiável é, do mesmo provir de “terra furada” pelas águas do rio e do mar (Araújo, 1992). O território pertenceu ao leito do Rio Douro, constituindo uma pequena enseada que servia de ancoradouro de barcos para a vetusta comunidade piscatória local. A

Afurada, sendo um núcleo cuja génese se ficou a dever à actividade piscatória, surge como exemplo de um espaço em profunda mutação, devido aos processos de alteração tecnológica incompatíveis com a manutenção de estruturas artesanais, à semelhança de outros centros de pequena dimensão que povoam todo o litoral português. Porém, neste espaço, outros factores convergem, contribuindo de forma decisiva para as alterações do tecido sócio-productivo, sendo disso exemplo a abertura da Ponte da Arrábida (em 1963), que alterou significativamente a posição da Afurada no contexto da cidade do Porto e da sua Área Metropolitana, favorecendo a sua aproximação, em termos relativos, ao centro de comércio e serviços do Campo Alegre e da Boavista (Santos, 1999/2000).



Figura 40 – Vista parcial de S. Pedro da Afurada nos anos 80, do séc. XX (Araújo, 1992).

Como o povo é que faz a língua e dava mau jeito dizer “Furada”, começaram a dizer que “iam *prá Furada*” ou “*vinham dá Furadã*” e daí deu-se a prótese do “A” e ficou a chamar-se *Afurada*. Esta mudança não foi de repente, em 1906 no *Dicionário Chorographico de Portugal Continental e Insular* ainda se escrevia “Furada”, povoação de Vila Nova de Gaia.

A localização da actual Rua Alves Correia (figura 41) já foi areal, bem como o lugar da actual Afurada. Segundo relatos, em 1860 Afurada ainda era areal (Araújo, 1992).



### 4.3. Enquadramento geotectónico e geomorfológico regional

A região de V. N. Gaia (figura 42) localiza-se num domínio geotectónico complexo do Maciço Ibérico (MI), i.e., ao longo da faixa de cisalhamento de Porto–Albergaria-a-Velha–Coimbra–Tomar, com direcção geral NNW–SSE (Chaminé, 2000; Chaminé et al., 2003a; Gomes et al., 2007). O conjunto anterior faz parte do megadomínio de cisalhamento de Porto–Tomar–Ferreira do Alentejo (Chaminé et al., 2003b; Ribeiro et al., 2007). No MI a evolução tectónica posterior é imposta pela orogenia Alpina (e.g., Ribeiro et al., 1990; Cabral & Ribeiro, 1988, 1989; Cabral, 1995) correspondendo à reactivação das falhas tardi-variscas e como consequência estará na origem dos actuais traços morfoestruturais da região. A presença de alguns depósitos plio-quadernários, discordantes sobre o substrato ante-Mesozóico, representa, ou o testemunho do arrasamento do relevo e modelação da superfície do MI ou o entalhe da rede hidrográfica actual e o retoque marinho quadernário no litoral da área (Araújo et al., 2003).

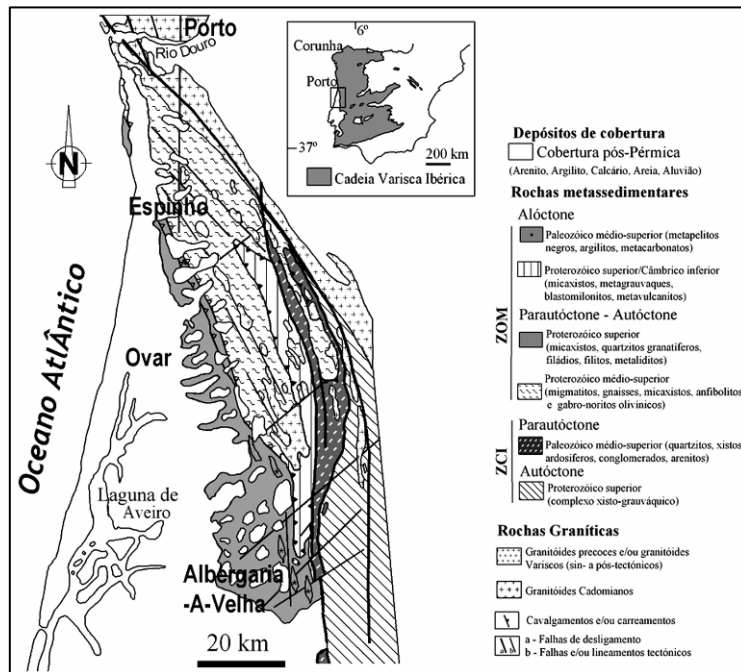


Figura 42 – Esboço geotectónico regional da faixa metamórfica de Espinho–Albergaria-a-Velha, no sector entre a cidade de V. N. Gaia e Aveiro (adaptado de Chaminé, 2000; Chaminé et al., 2003a).

A geologia da região do Porto é caracterizada em traços gerais pela dominância de rochas graníticas, maioritariamente granitóides de duas micas, de grão médio e textura granular ou porfiróide. O granito do Porto — granito alcalino de duas micas, com predomínio de moscovite, de grão médio, leucocrata (Carrington da Costa & Teixeira, 1957) — aflora em grande parte da cidade de Vila Nova de Gaia, contactando a oeste-sudoeste, com uma série de unidades tectonoestratigráficas de médio a alto grau de metamórfico (Chaminé, 2000). Este granito ocupa um extenso afloramento, na área urbana do Porto, com uma direcção geral NW-SE. A área de Gaia apresenta, para além do granito do Porto, duas fácies representativas em termos

cartográficos, a saber: i) o granito da Arrábida e da Afurada (granito de grão médio a fino, de duas micas, exibindo, em regra, uma foliação tectónica com uma orientação variando entre N80º e N120ºE); ii) o granito de Lavadores (granito porfíroide, de grão grosseiro, com megacristais de feldspato, em geral biotítico). Aflora, ainda, uma estreita mancha de rochas metassedimentares (constituída por micaxistos granatíferos, por vezes com distena, e quartzo-tectonitos), a leste da povoação da Afurada, em aparente continuidade tectonoestratigráfica com a unidade de Lordelo do Ouro (Chaminé et al., 2003a).

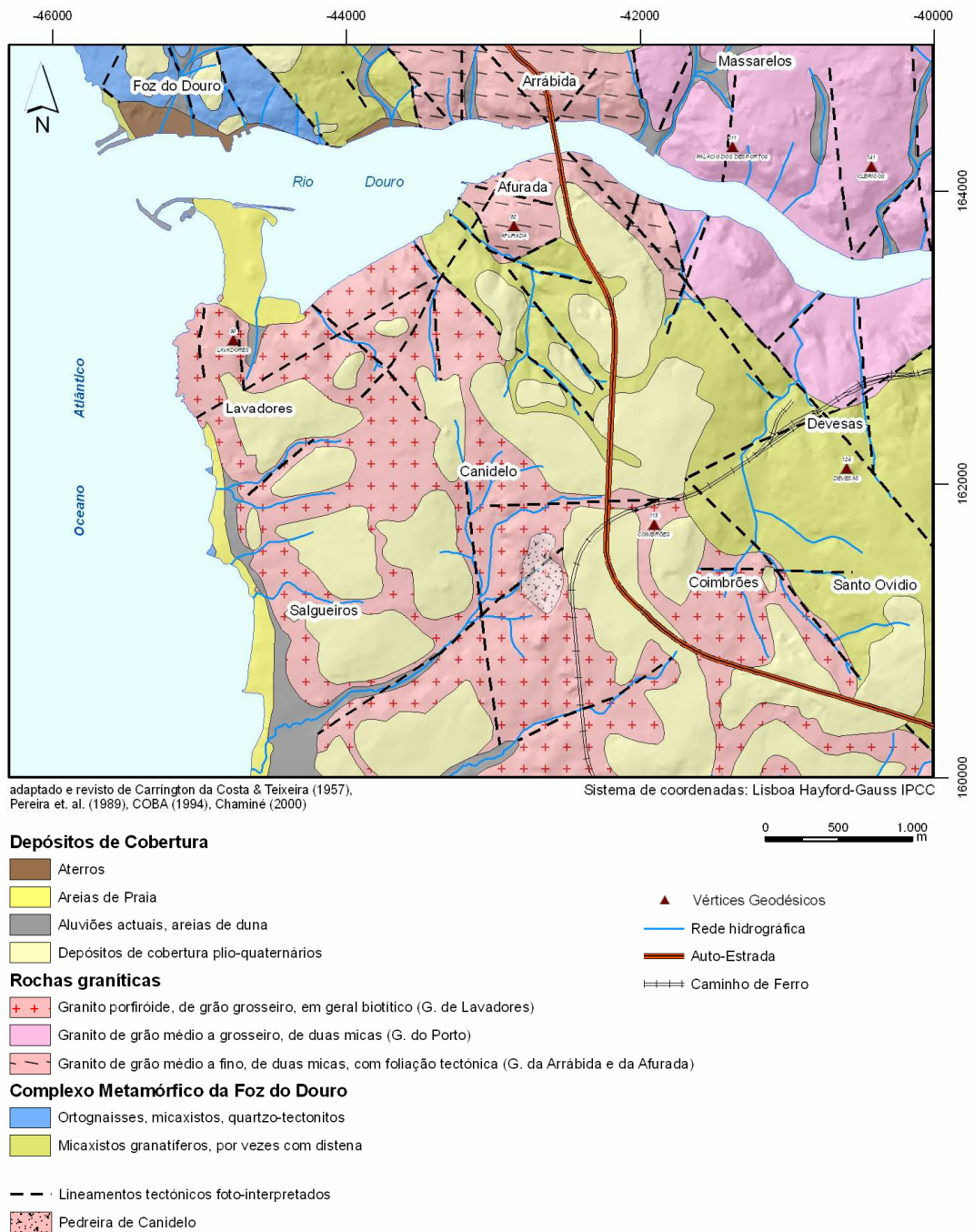


Figura 43 – Esboço geológico regional da área a Sul da Foz do Douro.

A geomorfologia da região (figura 44) é constituída por uma zona em geral aplanada, cujos relevos principais ocorrem, segundo um alinhamento NW-SE, desde a área da Arrábida (Porto) e da Afurada (V. N. Gaia) até à área de Santo Ovídio. Destacam-se, na área em apreço, a colina do v.g. de Afurada (82m), o v.g. de Coimbrões (114m), o v.g. das Devesas (124m) e, um pouco mais afastado dos anteriores, aflora um relevo com alguma proeminência regional, o Monte da Virgem (230m). A região de Vila Nova Gaia apresenta-se assim como uma plataforma relativamente larga que se estende para Norte e desce, suavemente, para o mar a ocidente e a Sul (Araújo et al., 2003). O vale do rio Douro encontra-se instalado nesta plataforma escavando um leito profundo e apertado até a foz, com vertentes íngremes, localmente chegam a atingir os 40° na parte terminal do rio Douro (Arrábida e Afurada), fig. 45. Os taludes rochosos em estudo (sopé e área contígua da igreja de S. Pedro de Afurada) enquadram-se, do ponto de vista morfotectónico, na denominada escarpa da Afurada.

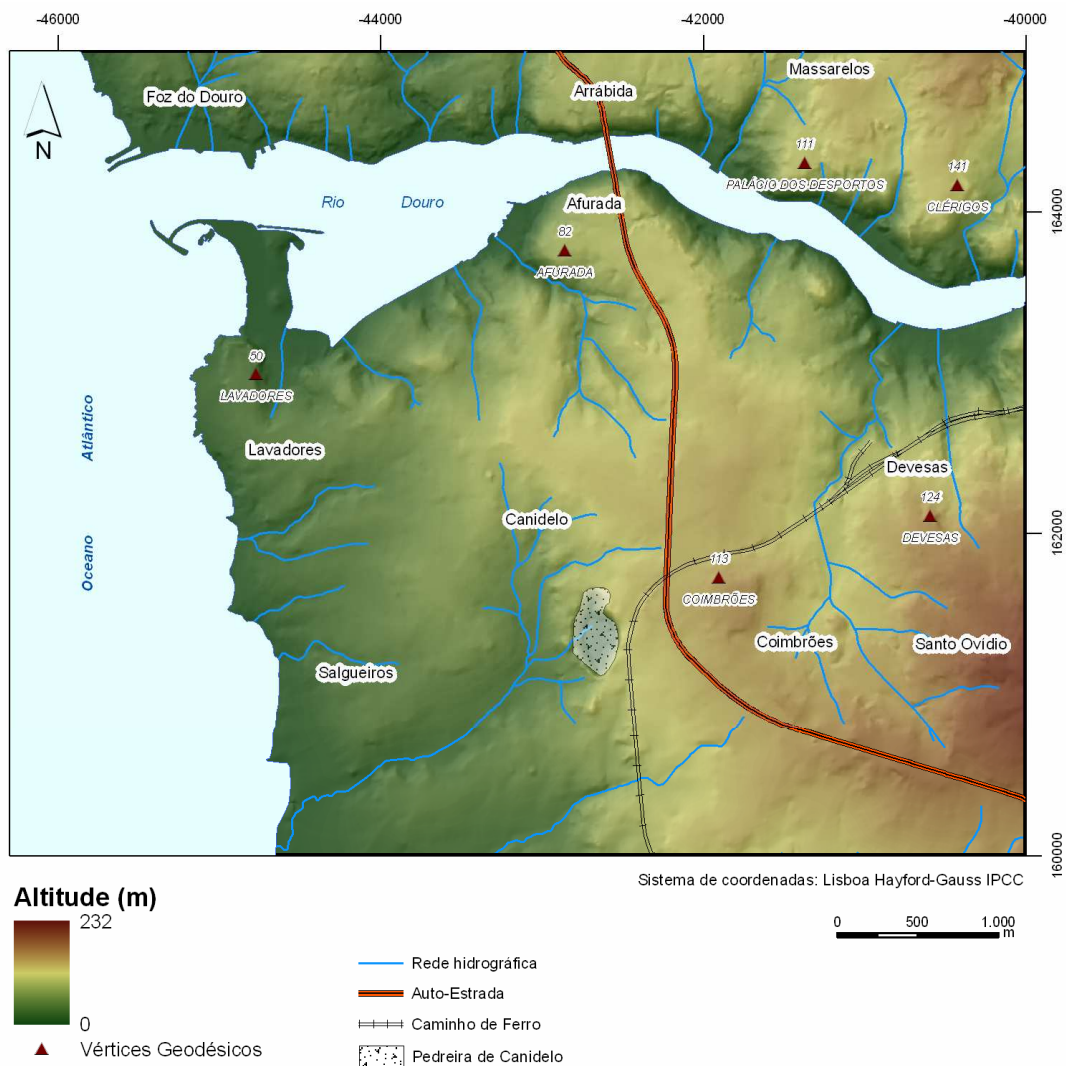


Figura 44 – Modelo digital de terreno da área a Sul da Foz do Douro.

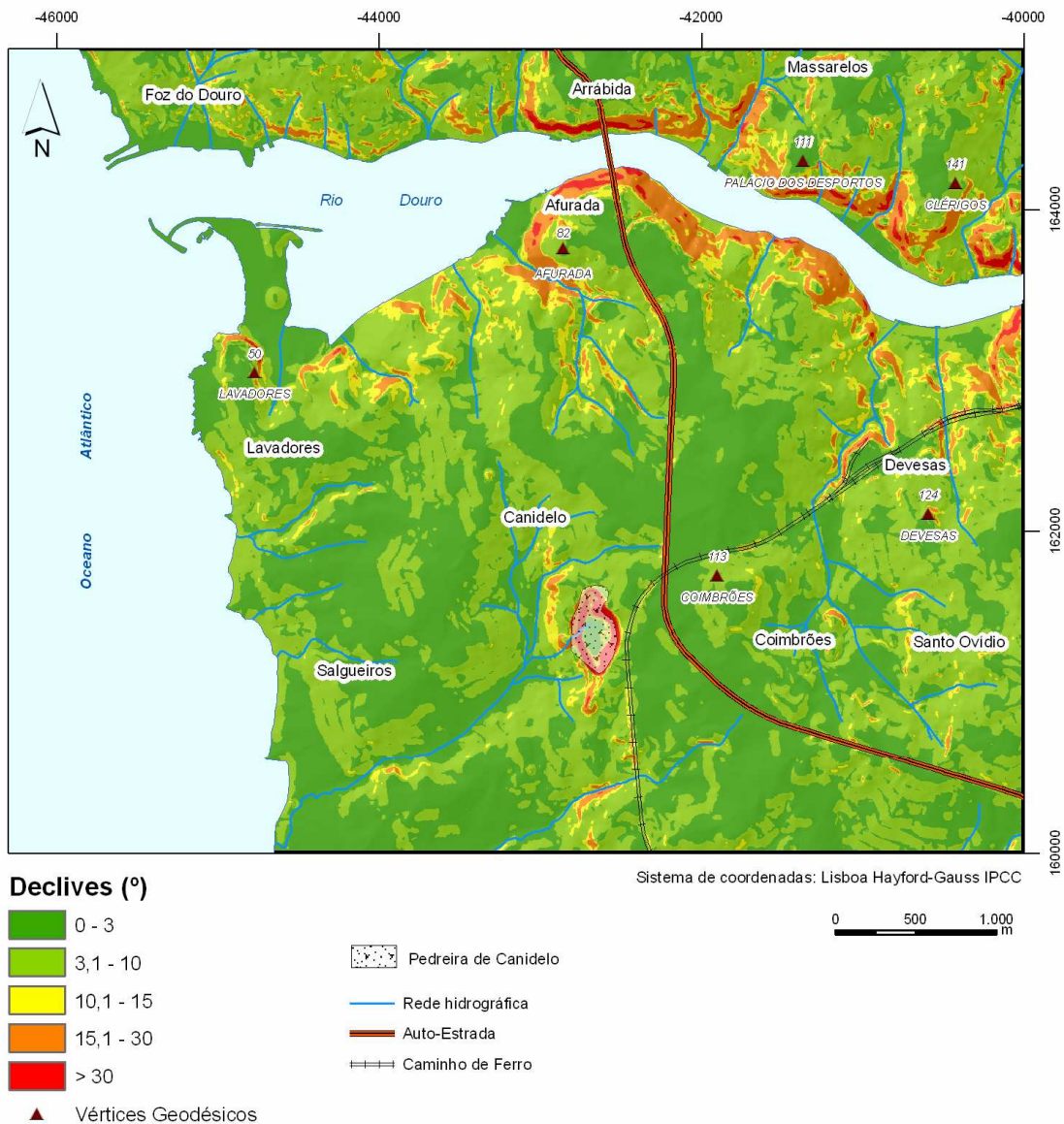


Figura 45 – Esboço de declives da área a Sul da Foz do Douro.

Sob o ponto de vista hidrogeológico, tendo em conta a elevada pluviosidade, a natureza geológica essencialmente granítica, e a apertada rede de diaclases, que facilita a alteração profunda dos maciços (solos residuais caulíníticos de tendência silto-arenosa a areno-siltosa; Begonha & Sequeira Braga, 2002) provocando a circulação lenta das águas de infiltração, o que origina as abundantes minas, fontes e poços da região (Afonso et al., 2004, 2007).

## 4.4. Geologia e geotecnia dos taludes rochosos

### 4.4.1. Localização dos taludes

Este estudo abrange três taludes rochosos, localizados no sopé da igreja de S. Pedro da Afurada, junto à margem esquerda do rio Douro. Os taludes foram designados, no âmbito desta dissertação, da seguinte forma (figuras 46, 47 e 48): Talude da escadaria (acesso pedonal paralelo à Rua da Praia com a Rua de S. Pedro), Talude do parque (Fonte do Preto e o cruzamento da rua da Praia com a Rua Vasco da Gama, Afurada) e Talude do rio (junto ao cruzamento da Rua de S. Pedro com Rua da Praia e a Fonte do Preto)

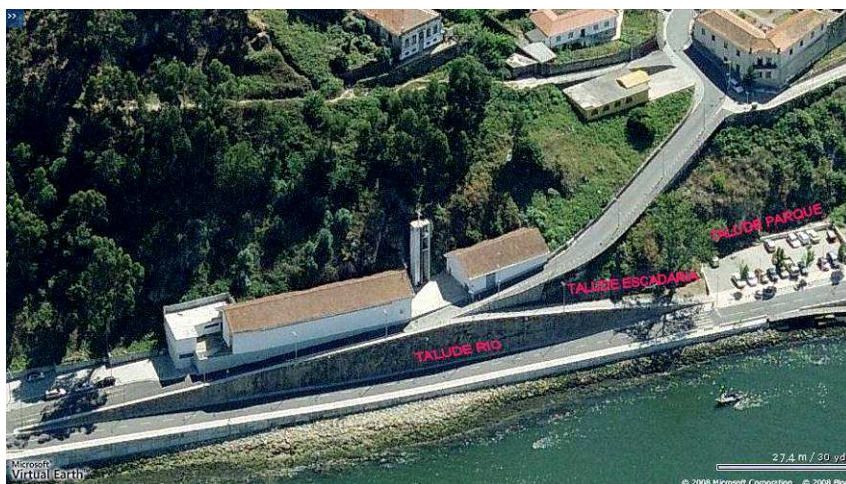


Figura 46 – Vista aérea dos três taludes em estudo (<http://maps.live.com/>).

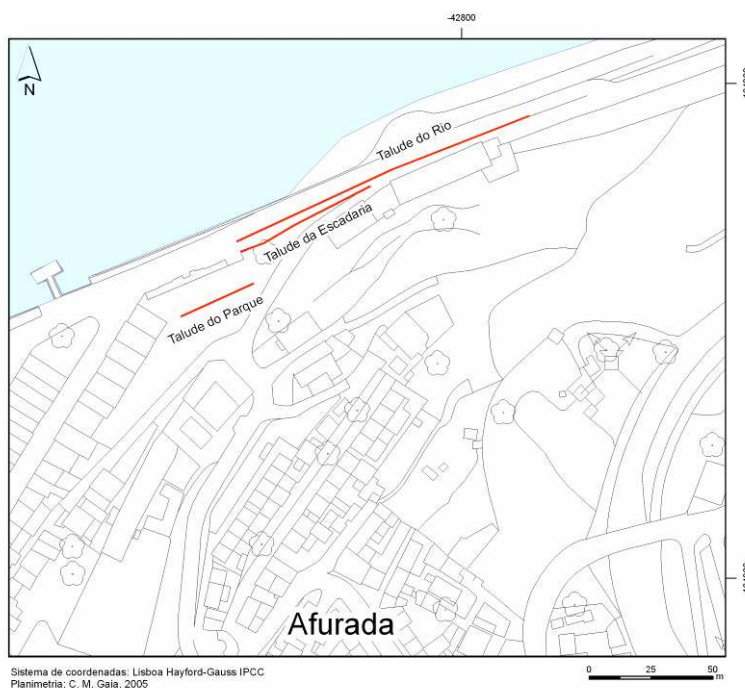


Figura 47 – Localização dos taludes em estudo.

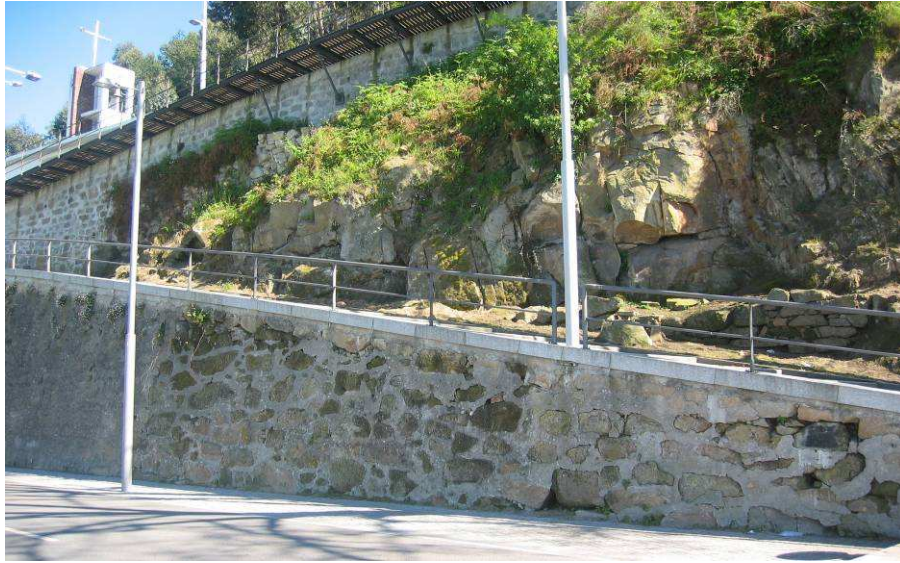


Figura 48 – Vistas gerais dos três taludes em estudo.

#### 4.4.2. Materiais e métodos

Neste trabalho tentou-se seguir, na medida do possível, os procedimentos, normas e terminologias a ter em linha de conta em qualquer obra de Engenharia Civil e em estudos geotécnicos, a saber:

- As técnicas e métodos de campo propostos por ISRM (1978, 1981), GSE (1995), Ferrer & González de Vallejo (1999), Hoek (2007);
- A “Basic Geotechnical Description of Rock Masses” (BGD) proposta pela ISRM (1981), para a caracterização geológico-geotécnica da compartimentação de maciços rochosos com recurso à técnica de amostragem linear em superfícies expostas de descontinuidades do maciço (e.g., ISRM, 1981; Chaminé & Gaspar, 1995);
- O Eurocódigo 7, EC7 (Projecto geotécnico).

Foram consultadas e analisadas as seguintes bases topográficas: i) folha 122, IGeoE, Carta Militar de Portugal, ii) base altimétrica e planimétrica e ortofotomapas, à escala 1/5000, da Câmara Municipal de Gaia, de 2005.

Relativamente à cartografia geológica fundamental (em particular, litologia e estrutura) e geotécnica, procedeu-se ao reconhecimento de terreno e à elaboração de minutas de cartografia geológica de pormenor. Posteriormente, em gabinete, efectuou-se a vectorização, adaptação e revisão de toda a informação das cartografias geológica e geotécnica, em especial a proveniente de Carrington da Costa & Teixeira (1957), Pereira et al. (1989), COBA (1994, 2003) e Chaminé (2000).

Na impossibilidade, do ponto de vista prático, de se estudar exhaustivamente a compartimentação do maciço rochoso na totalidade da área envolvente aos três taludes em questão, optou-se por realizar esse estudo a partir de uma amostragem expressiva que fosse representativa de todo o maciço, através da técnica da amostragem linear (ISRM, 1978, 1981; Chaminé & Gaspar, 1995).

Na aplicação desta técnica ao maciço granítico dos taludes optou-se pela colocação de uma fita graduada (em metros) a, aproximadamente, 1.50m do solo. Depois de colocada a fita graduada a partir da origem foram cartografadas de uma forma sistemática todas as descontinuidades (diaclasses, falhas, estruturas filonianas, ...) que intersectavam essa linha de amostragem. Cada uma das descontinuidades foi descrita e registada nas fichas de levantamento geológico-geomecânico (anexo 1) segundo os parâmetros geológico-geotécnicos propostos pela ISRM (1981). Os parâmetros determinados para a caracterização das descontinuidades do maciço foram os seguintes, entre outros: a atitude, a abertura, o espaçamento, a continuidade, o preenchimento e

a rugosidade. Procedeu-se, também, a uma inventariação e caracterização preliminar das condições hidrogeológicas do maciço.

Os dados recolhidos no terreno, referentes à técnica de amostragem linear, foram submetidos a um tratamento adequado para posterior interpretação e análise, permitindo a definição de diversas famílias de descontinuidades. O estabelecimento das diferentes famílias para os três taludes foi conseguido através da elaboração de diagramas geológico-estruturais — diagramas de contorno estrutural e diagramas de rosetas, tendo-se utilizado para o efeito o programa geoinformático *StereoNet for Windows version 3.03* (Geological Software®, 1992-1995). Na digitalização da informação geológico-geotécnica recorreu-se ao programa informático *OCAD for Cartography (version 9.5.2, de 2005)*, bem como ao software da ESRI *ArcGis version 9.1* (Booth, 2000; Burke et al., 2001).

De modo a estimar a resistência à compressão simples do maciço, foram efectuados ensaios geomecânicos em diversas estações, recorrendo ao Esclerómetro Portátil ou *Martelo de Schmidt*, tendo sido registados todos os dados em fichas de levantamento (anexo 2), segundo as propostas da ISRM (1978, 1981, 1987, 2007) e ASTM (2001). Foram ainda seleccionados três locais, um em cada talude, nos quais se recolheram amostras de rocha para aferir a sua resistência à compressão simples, através do ensaio de Carga Pontual (“Point Load Test”), de acordo com a proposta da ISRM (1985, 2007), (anexo 3).

Todos os dados recolhidos no terreno e determinados em laboratório foram analisados e interpretados, tendo-se procedido, posteriormente, à aplicação das classificações geomecânicas RMR, SMR e GSI, bem como à análise da estabilidade dos taludes rochosos em estudo (especialmente com base nas recomendações propostas por Hoek & Bray, 1981; ITGE, 1987 e Wyllie & Mah, 2004).

#### **4.4.3. Breve historial da queda de blocos dos taludes**

Um dos taludes objecto deste estudo, o designado como “Talude da escadaria”, foi objecto de uma notificação por parte da presidência da Junta de Freguesia de S. Pedro da Afurada, em *fax* datado de 05 de Julho de 2007, apresentada à Câmara Municipal de Vila Nova de Gaia (Nº registo DVM278/07 de 06/07/2007). A referida notificação referia a existência de “pedras soltas” junto às escadas de acesso à igreja, as quais constituiriam perigo dada a grande afluência de pessoas (principalmente em horário de celebração de Missas, na Capela de S. Pedro da Afurada) a utilizar este acesso (figura 49).



Figura 49 - Fotos do talude escadaria (Setembro de 2007), para ilustrar a exposição referida. O círculo vermelho representa um dos blocos das “pedras soltas” da queda de Julho de 2007.

Em Outubro de 2007 foi realizada uma visita ao local para verificar as condições do talude, de modo a definir os procedimentos a adoptar. Em Novembro do mesmo ano foi solicitada a elaboração do estudo geotécnico do talude. Em Abril de 2008, iniciou-se o trabalho de campo, tal como foi referido no capítulo 1, para se proceder ao estudo do talude da escadaria. Verificou-se, igualmente, a necessidade de investigar a estabilidade dos taludes rochosos contíguos (designados neste trabalho como talude do rio e talude do parque).

Porém, o mesmo talude da escadaria foi alvo, em Agosto do corrente ano, de uma nova queda de blocos. Segundo informações de um morador da área, ocorreu uma queda de blocos deste talude no dia 21 ou 22 de Agosto de 2008, por volta das 14h. Na sequência desta informação, foram realizadas visitas ao local de 26 a 29 de Agosto. A proveniência dos blocos graníticos foi da zona mais alta do talude, coberta por vegetação de médio porte e solo argiloso (figuras 50 e 51).



Figura 50 – Aspectos do talude da escadaria e dos blocos resultantes da queda de Agosto de 2008.



Figura 51 – Pormenor do local do talude do qual se destacaram os blocos resultantes da queda de Agosto de 2008.

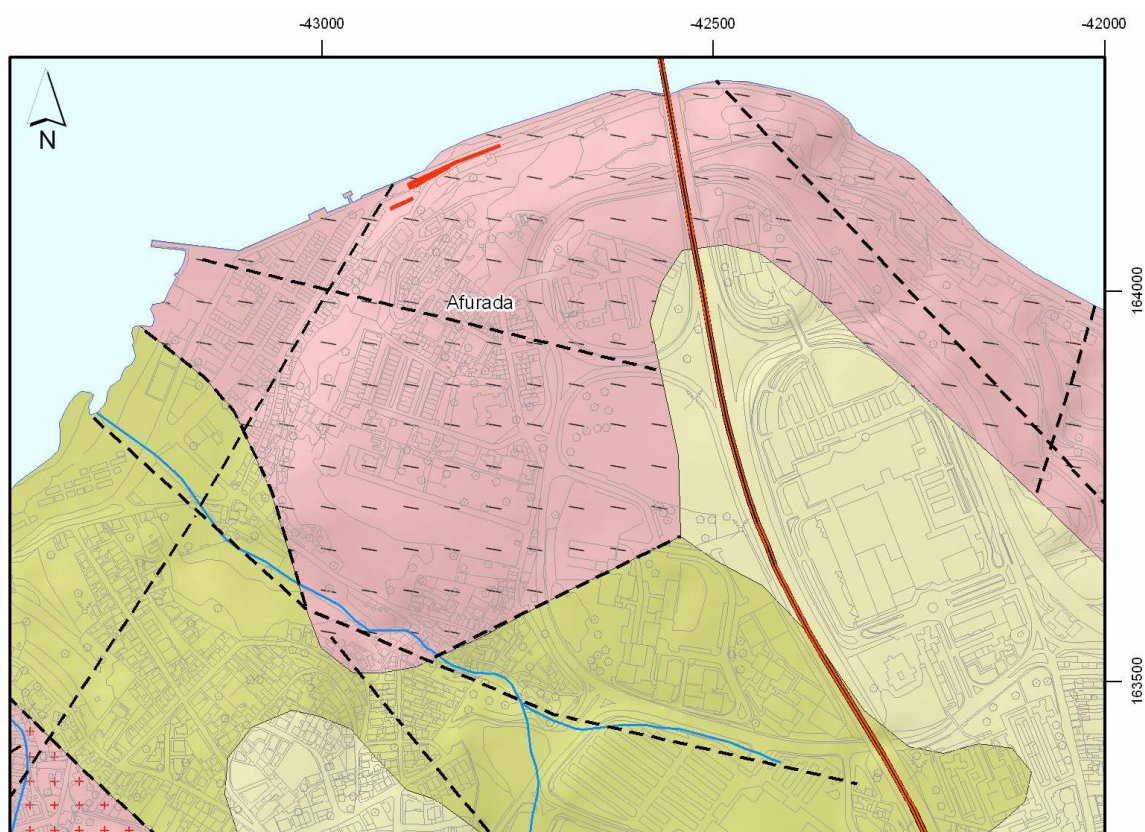
Além do levantamento fotográfico da queda dos blocos, foram registadas as dimensões dos blocos mais relevantes (figura 52).

Bloco	Dimensão (C × L) (m)
1	0,90 × 0,80
2	0,50 × 0,30
3	0,55 × 0,70
4	0,90 × 0,70
5	0,70 × 0,75

Figura 52 – Dimensões dos principais blocos resultantes da queda (C – Comprimento; L – Largura).

#### 4.4.4. Características gerais dos taludes

Os três taludes objecto deste estudo afloram na mancha da unidade geológica designada por “Granito da Arrábida e da Afurada” (figura 53), caracterizada, em termos genéricos, como um granito de grão médio a fino, de duas micas, com uma foliação tectónica ENE-WSW (N80º e N120º). Esta foliação reflecte o padrão de fracturação (diaclasamento) dominante no local, no qual se destacam os quadrantes WNW-ESE e NNE-SSW, com inclinações que oscilam entre os 65º e os 85º.



adaptado e revisto de Carrington da Costa & Teixeira (1957),  
Pereira et. al. (1989), COBA (1994), Chaminé (2000)

Sistema de coordenadas: Lisboa Hayford-Gauss IPCC  
Planimetria: C. M. Gaia, 2005

##### Depósitos de Cobertura

Depósitos de cobertura plio-quadernários

##### Rochas graníticas

Granito porfiróide, de grão grosseiro, em geral biotítico (G. de Lavadores)

Granito de grão médio a fino, de duas micas, com foliação tectónica (G. da Arrábida e da Afurada)

Micaxistos granatíferos, por vezes com distena

Lineamentos tectónicos foto-interpretados

0 100 200 m

Rede hidrográfica

Auto-Estrada

Taludes em estudo

Figura 53 – Esboço geológico local da povoação da Afurada e área envolvente.

O talude da escadaria apresenta vegetação arbustiva de pequeno e médio porte, principalmente no topo, bem como se observa na abertura de algumas descontinuidades. O talude do parque apresenta vegetação arbustiva de pequeno porte, principalmente localizados no topo do talude (figura 54). Também importa referir que na base deste talude (topo Oeste) existe uma zona muito húmida, com musgos, denunciando a presença de uma nascente de água (“nascente do parque”). O talude do rio quase não apresenta vegetação, sendo esta principalmente constituída por pequenas ervas, como se pode observar na figura 55. O quadro 21 sintetiza as principais características dos taludes em estudo.

Quadro 21– Síntese das principais características dos taludes em estudo.

Taludes Graníticos	Extensão (m)	Altura máxima (m)	Atitude média do Talude	Vegetação	Presença de água	Revestimento (m)
Escadaria	59	5	N61ºE; 85NW	Vegetação arbustiva de pequeno e médio porte; Presença de Raízes	Seco	34
Parque	32,5	15	N70ºE; 90º	Vegetação arbustiva de pequeno porte; Presença de Raízes	Algo húmida a húmida	–
Rio	128,5	11	N85º; 90º	Vegetação inexistente ou rara	Seco	68



Figura 54 – Estado da vegetação no Talude da Escadaria (esquerda) e no Talude do Parque (direita).



Figura 55 – Estado da vegetação no Talude do Rio.

Foi ainda referenciada a denominada “Fonte do Preto” (cujas inscrições constam “Centenária Fonte do Preto, 1887”) (figura 56), estando localizada no final do talude da Escadaria próximo à marginal, na Rua da Praia. Segundo informações recolhidas junto dos populares tem sempre água corrente e de boa qualidade.



Figura 56 – Fonte do Preto, junto à Rua da Praia, Afurada.

A denominada, pelos populares, “Fonte do Cavalo”, localiza-se próximo ao cruzamento da Rua Vasco da Gama com a Rua da Praia (figura 57). Foi, também, inventariada a “nascente da Creche” que se localiza na parede de uma habitação da Rua da Creche (muito próxima ao topo do talude do Parque). Segundo informações dos populares a água passa por baixo da casa através de uma mina de água.



Figura 57 – “Fonte do Cavalo” (esquerda) e “Fonte da Creche” (direita).

Importa ainda referir a existência de uma zona no talude do Parque onde se registou a escorrência significativa de água subterrânea (denominada, neste estudo, como “Nascente do Parque”).



Figura 58– “Nascente do Parque”

Existem ainda relatos de “inundações” na capela mortuária da Igreja de S. Pedro da Afurada e em muitas das habitações localizadas junto ao talude do parque (Eng<sup>o</sup> Vítor Pereira, CMG, comunicação oral).

## 4.4.5. Parâmetros geológico-geotécnicos: apresentação e caracterização dos dados

### 4.4.5.1. Análise global dos taludes

Numa análise global dos parâmetros geológico-geotécnicos dos três taludes em estudo (talude do rio, talude da escadaria e talude do parque) donde se registaram as características de 264 descontinuidades. Assim, é possível tecer as considerações que se explanam de seguida.

#### Grau de alteração

Segundo a classificação da ISRM (1978, 1981) e da GSE (1995), o grau de alteração (figura 59) é, maioritariamente, classificado como  $W_2$ , referindo-se a um maciço rochoso ligeiramente alterado, ocorrendo, ainda, numa percentagem relevante (*ca.* 30%) como moderadamente alterado ( $W_3$ ). Há também o registo de material rochoso muito alterado a decomposto ( $W_{4-5}$ ), mas com uma percentagem que não ultrapassa os 2%.

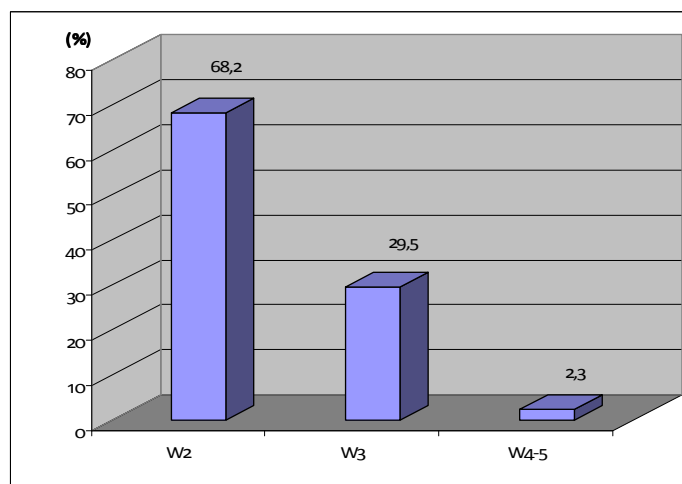


Figura 59 – O estado do grau de alteração para os três taludes em estudo.

#### Estado da fracturação

Os dados recolhidos no terreno, referentes à técnica de amostragem linear aplicada a superfícies expostas (descontinuidades) do maciço rochoso, foram tratados recorrendo a diagramas de contorno estrutural e diagramas de rosetas, os quais permitiram a definição do número de famílias de descontinuidades e, sobretudo, das famílias dominantes, atitudes, seus espaçamentos e persistência.

As 264 descontinuidades correspondem, maioritariamente, a diaclases (82,6%), ocorrendo em menor percentagem falhas (figura 60).

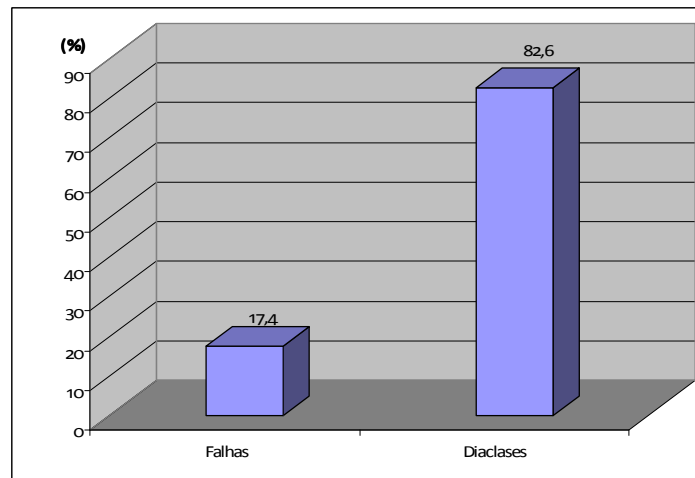


Figura 60 – Tipos de descontinuidades nos três taludes em estudo.

A análise dos diagramas geológico-estruturais (figura 61), permite constatar que as descontinuidades se concentram em duas famílias principais: a mais importante N280º;300ºE, com inclinações que oscilam entre 70º-85º, especialmente para o quadrante SW; a família N10º; 40ºE com inclinações que variam entre 65º-80º para SE.

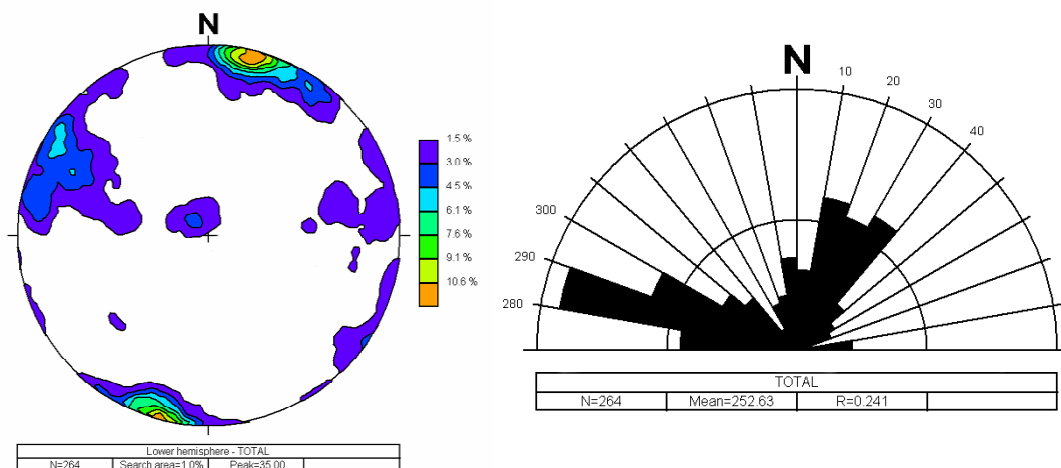


Figura 61 – Diagramas geológico-estruturais para a análise dos três taludes.

Considerando apenas as falhas, a análise dos diagramas geológico-estruturais (figura 62) permite constatar que estas se concentram, maioritariamente, numa família, com alguma dispersão relativamente à direcção, de atitude média N10º-N30ºE; 80ºSE. São também algo expressivas as falhas com orientação N30º-40ºE; 80º SE e de menor expressão as de direcção NNW-SSE (em

regra, subverticais, relacionada com a faixa de cisalhamento de Porto-Coimbra-Tomar; Chaminé et al., 2003a). As orientações médias das famílias principais de falhas estão congruentes, quer com as direcções médias dos lineamentos tectónicos regionais do NW da Ibéria (Ribeiro et al., 1990, 2007; Gomes et al., 2007), quer com os estudos geológicos regionais publicados (e.g., Chaminé, 2000; Chaminé et al., 2003a)

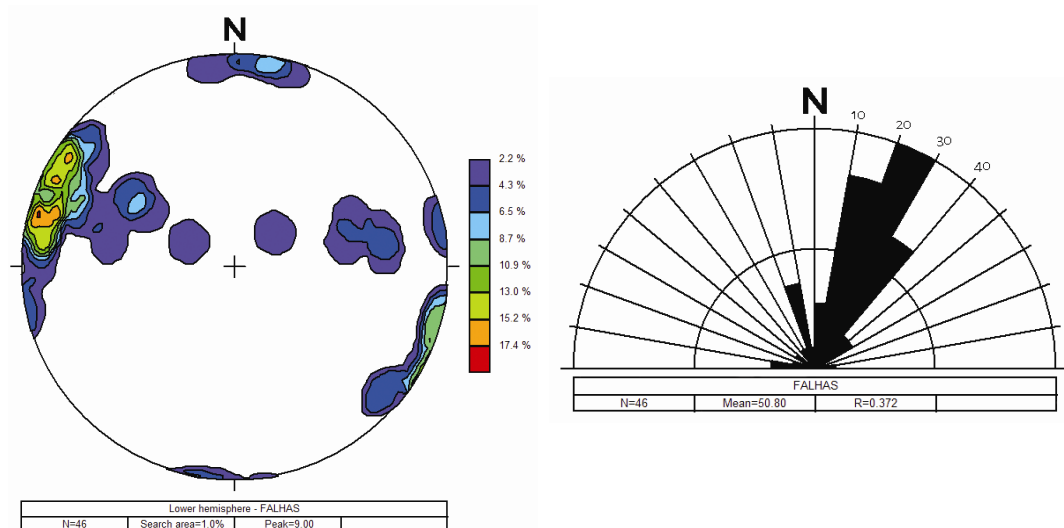


Figura 62 – Diagramas geológico-estruturais relativos às falhas para a análise dos três taludes

### Abertura

Quanto à abertura, as descontinuidades apresentam-se, na sua maioria (70,80%), como fechadas (<0.5mm), ocorrendo contudo algumas abertas (18,9%) a muito abertas (10,2%), (figura 62).

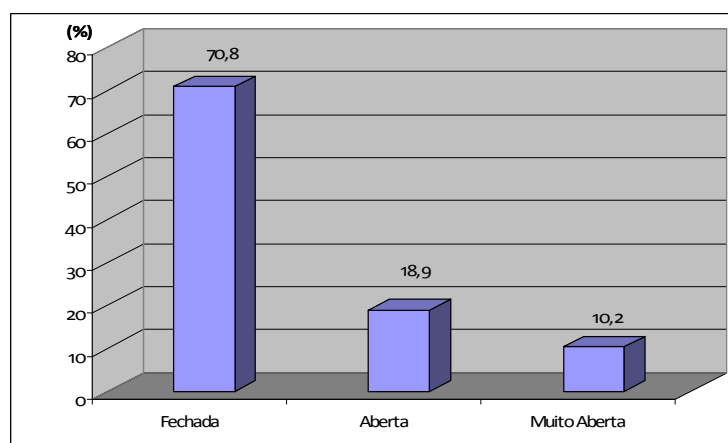


Figura 63 – Abertura das descontinuidades nos três taludes.

## Espaçamento

Constata-se pela figura 63 que as descontinuidades se apresentam, maioritariamente, medianamente afastadas ( $F_3$ ), dado pelo grau de fracturação, de acordo com os critérios da ISRM (1978, 1981, 2007), ou seja entre 20 e 60cm, sendo o valor médio de 43cm; a estas seguem-se, em termos percentuais, as descontinuidades próximas ( $F_4$ ).

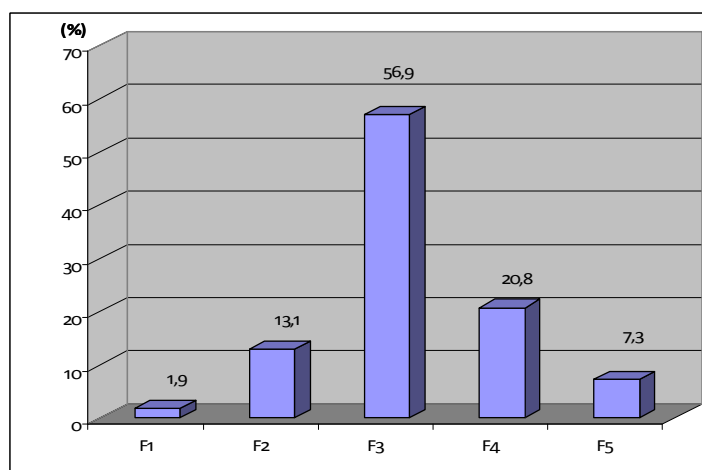


Figura 64 – Espaçamento das descontinuidades nos três taludes.

## Continuidade

Relativamente à continuidade das descontinuidades, a qual se reflecte pelo semi-comprimento (ou seja, medido em relação à linha de amostragem linear), estas apresentam-se, na sua maioria (48,1%), como pouco contínuas, i.e. com extensão entre 1 a 3m (figura 64). Ocorrem ainda descontinuidades muito pouco e medianamente contínuas.

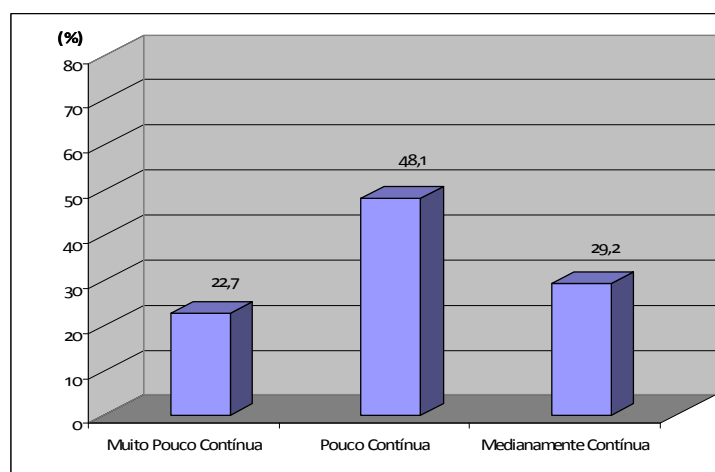


Figura 65 – Continuidade das descontinuidades nos três taludes.

## Terminação

O tipo de terminação das descontinuidades distribui-se, fundamentalmente, por dois dos três tipos sugeridos pela ISRM (1978, 1981): obscura e noutra descontinuidade (figura 65). Há registo também de uma percentagem diminuta (8%) na terminação em rocha. Os valores registados apontam para um maciço rochoso com um grau de fracturação apreciável e com descontinuidades muito penetrativas.

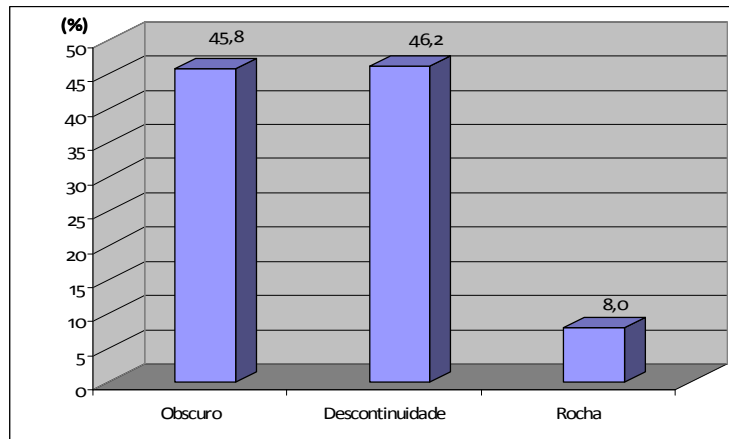


Figura 66 – Terminação das descontinuidades nos três taludes.

## Curvatura

A curvatura das descontinuidades (figura 66) é na sua maioria  $C_{1-2}$ , ou seja são planas (76,5%), ocorrendo também descontinuidades algo curvas ( $C_3$ ) e numa percentagem não significativa as muito curvas ( $C_{4-5}$ ).

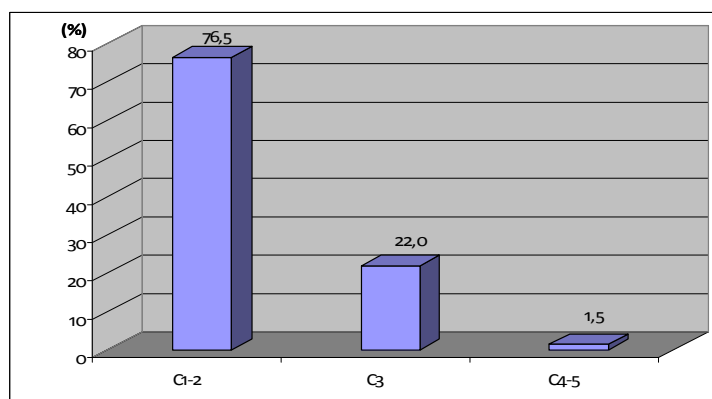


Figura 67 – Curvatura das descontinuidades nos três taludes.

## Rugosidade

A rugosidade dominante (figura 67) é do tipo  $R_3$  (algo rugosa, na ordem dos 71%), que corresponde a uma rugosidade em que as paredes das descontinuidades não são perfeitamente lisas, mas também não são visíveis estruturas fibrosas que possam impedir ou facilitar a movimentação relativa de blocos. Ocorrem, ainda, descontinuidades lisas ( $R_{1-2}$ ) e, em muito baixa percentagem, descontinuidades muito rugosas ( $R_{4-5}$ ).

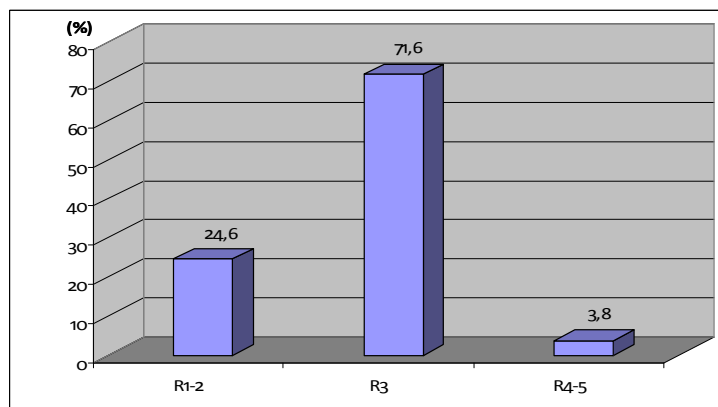


Figura 68 – Rugosidade das descontinuidades nos três taludes.

## Enchimento

Relativamente ao enchimento das descontinuidades pode-se referir que a maioria não apresenta qualquer preenchimento (figura 68). O enchimento, quando existe, é maioritariamente terra vegetal e raízes.

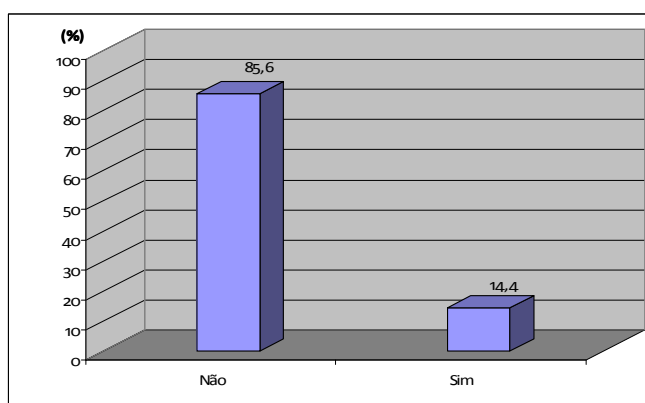


Figura 69 – Enchimento das descontinuidades nos três taludes.

## Presença de água

Verifica-se que a maior parte das discontinuidades se encontram secas (na ordem dos 78%), mas há registo, na ordem dos 22%, de discontinuidades algo húmidas (figura 69).

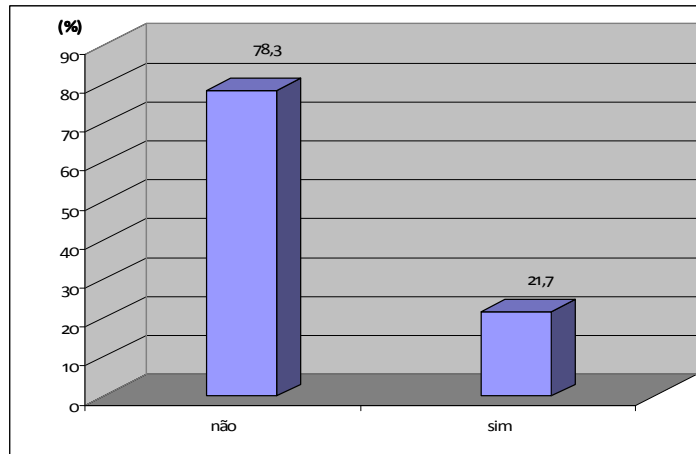


Figura 70 – Presença de água das discontinuidades nos três taludes.

## Resistência à compressão uniaxial

Para a caracterização dum maciço rochoso é de grande utilidade o conhecimento da resistência à compressão do material-rocha, o qual se pode avaliar recorrendo à determinação da dureza com o esclerómetro portátil (ou martelo de Schmidt), podendo conduzir à estimativa do valor da resistência à compressão uniaxial (ISRM, 2007).

Foram realizadas 36 estações geomecânicas para a realização dos ensaios de campo com esclerómetro portátil. Constatou-se assim (figura 70), que o granito da Afurada se classifica, na sua maioria, como sendo do tipo  $S_2$  (resistência elevada), segundo a ISRM (1981), sendo o valor médio da resistência de 124,1MPa. O granito pode apresentar-se, ainda, com uma resistência muito elevada ( $S_1$ ) e média ( $S_3$ ).

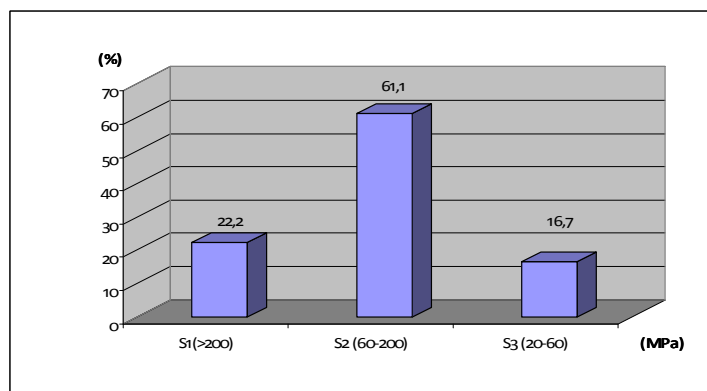


Figura 71 – Classes de resistência à compressão uniaxial para os três taludes.

Relativamente ao ensaio de carga pontual (*Point Load Test*, PLT) efectuado no Laboratório de Mecânica das Rochas do Laboratório de Geotecnia e Materiais de Construção do ISEP, foram recolhidas, como foi anteriormente referido, três (3) amostras de rocha, as quais permitiram ensaiar 15 provetes para cada um dos taludes. O valor médio obtido para as três amostras foi de 138,3MPa. Este valor está em sintonia com o valor médio obtido através do esclerómetro portátil. Após a análise global dos três taludes, procede-se seguidamente à análise talude a talude, começando pelo talude da escadaria, seguido do talude do parque e, por fim, o talude do rio.

#### 4.4.5.2. Análise individual dos taludes

##### TALUDE ESCADARIA

Este talude tem uma extensão de 59 metros, sendo que *ca.* 25 metros correspondem a afloramento granítico e o restante a muro de suporte, e *ca.* 5 metros de altura máxima, apresentando uma atitude geral de N61°E; 85°NW. No talude da escadaria foram registadas 35 descontinuidades e realizadas 7 estações geomecânicas.

##### Grau de alteração

Segundo a classificação da ISRM (1978, 1981) e da GSE (1995), o grau de alteração deste talude é, maioritariamente, classificado como W<sub>3</sub> (88,6%), referindo-se a um maciço rochoso moderadamente alterado (figura 71).

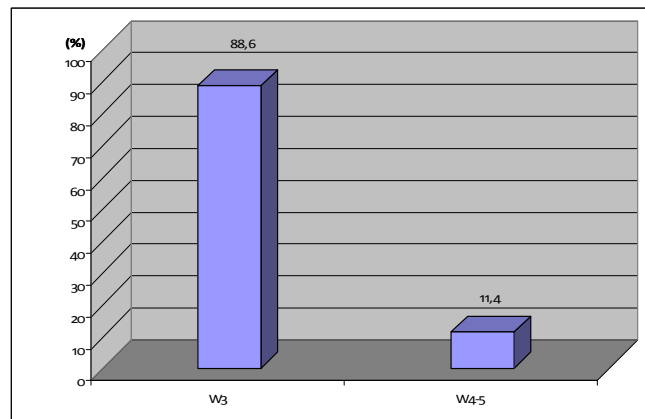


Figura 72 – Grau de alteração para o talude escadaria.

## Estado da fracturação

As 35 descontinuidades registadas correspondem na totalidade a diaclases. A análise dos diagramas estruturais (figura 72), permite constatar que as descontinuidades se concentram, essencialmente, em duas famílias: a mais importante para o quadrante WNW-ESSE (com azimutes na ordem do N280º-290ºE), com inclinações que oscilam entre 70º-80º para os quadrantes NE e SW e a segunda de azimuth N10º-20ºE com inclinações que oscilam entre 65º-70º para os quadrantes NW.

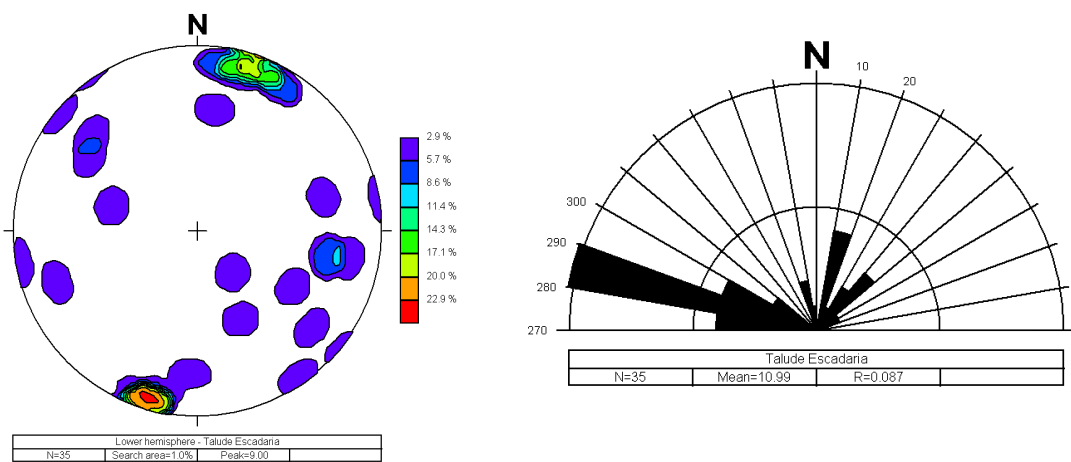


Figura 73 – Diagramas estruturais para a análise do talude escadaria.

## Abertura

Quanto à abertura, as descontinuidades apresentam-se, na sua maioria, como fechadas (< 0.5mm), ocorrendo ainda uma percentagem relevante como abertas (31,4%) a muito abertas (28,6%), (figura 73).

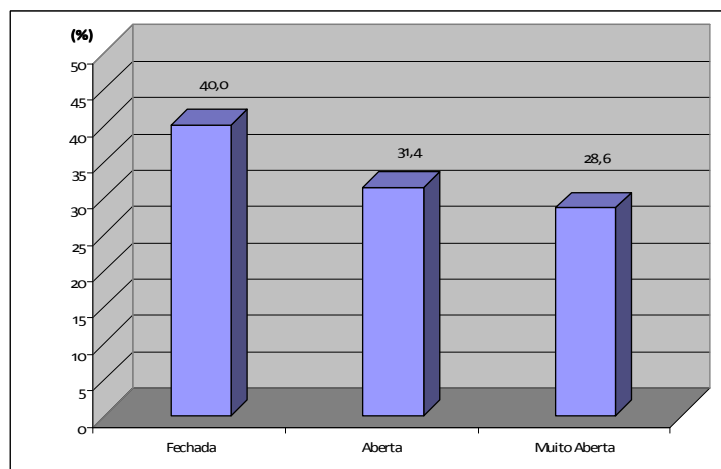


Figura 74 – Abertura das descontinuidades para o talude escadaria.

## Espaçamento

Constata-se pela figura 74 que as descontinuidades se apresentam afastadas ( $F_2$ ), a medianamente afastadas ( $F_3$ ), ou seja, entre 20 e 200cm, com um valor médio de 60cm.

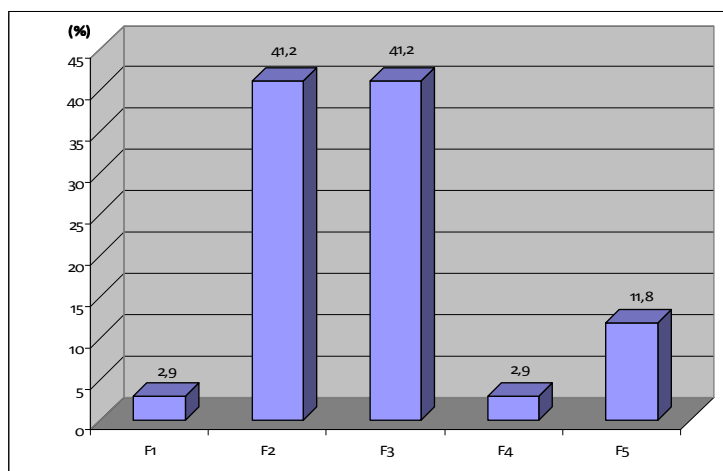


Figura 75 – Espaçamento das descontinuidades para o talude escadaria.

## Continuidade

Relativamente à continuidade das descontinuidades, estas apresentam-se como medianamente contínuas a pouco contínuas (figura 75).

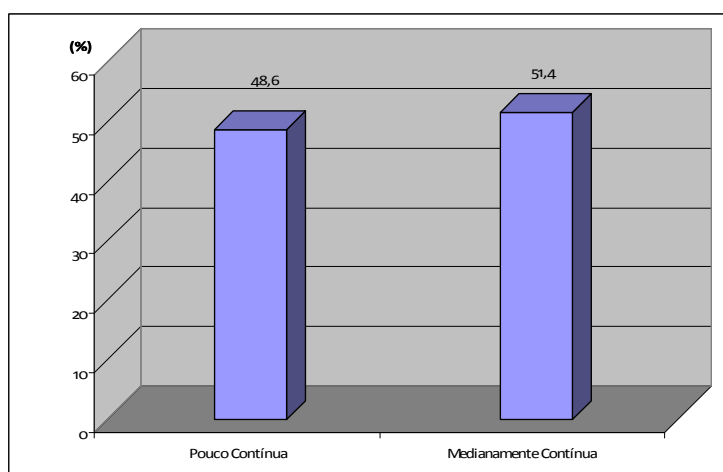


Figura 76 – Continuidade das descontinuidades para o talude escadaria.

## Terminação

O tipo de terminação das descontinuidades distribui-se, fundamentalmente pelos tipos “obscura” e “noutra descontinuidade” (figura 76). Há a registar, cerca de 20%, de descontinuidades que terminam em rocha.

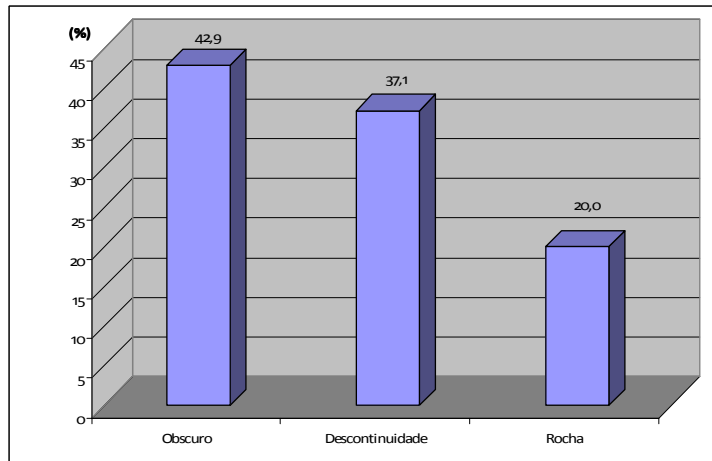


Figura 77 – Terminação das descontinuidades para o talude escadaria.

## Curvatura

A curvatura das descontinuidades (figura 77) é na sua maioria  $C_3$ , ou seja, são algo curvas.

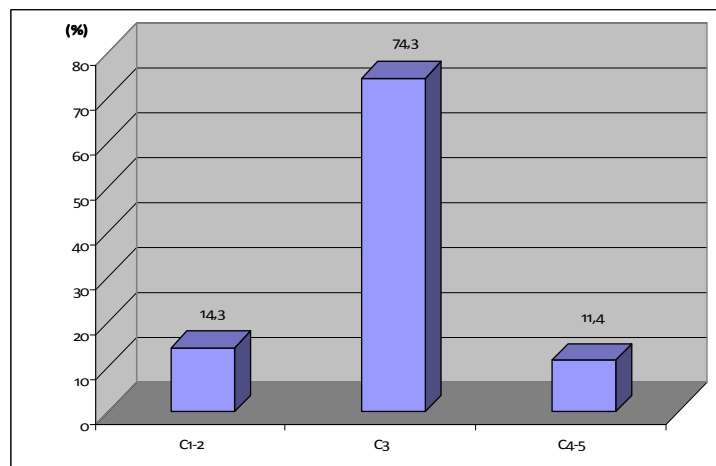


Figura 78 – Curvatura das descontinuidades para o talude escadaria.

## Rugosidade

A rugosidade dominante (figura 78) é do tipo  $R_3$  (algo rugosa).

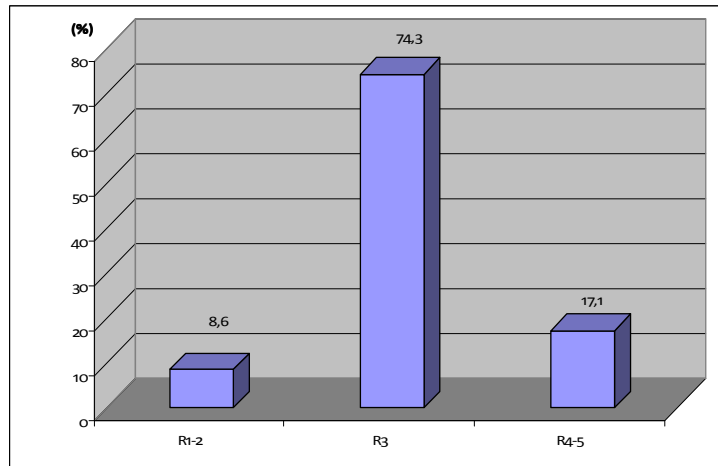


Figura 79 – Rugosidade das descontinuidades para o talude escadaria.

### Enchimento

Relativamente ao enchimento das descontinuidades pode-se referir que a maioria não apresenta qualquer preenchimento (figura 79). O enchimento, quando existe, é maioritariamente, terra vegetal e raízes.

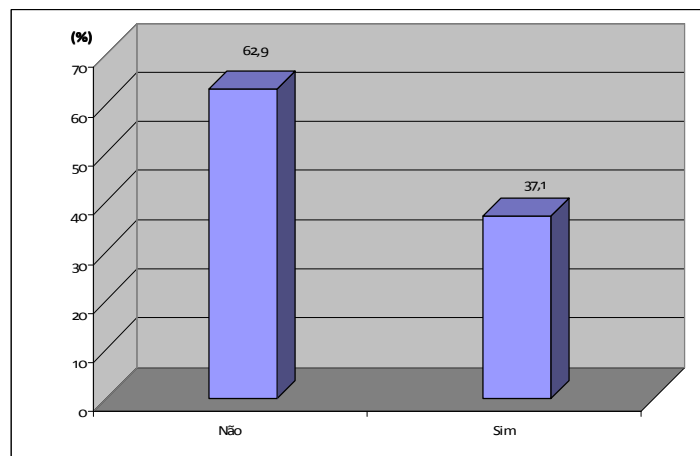


Figura 80 – Enchimento das descontinuidades para o talude escadaria.

### Presença de água

Verifica-se que todas as descontinuidades se encontravam secas neste talude.

## Resistência à compressão uniaxial

Neste talude foram realizadas 7 estações geomecânicas. Constatou-se (figura 80), que o granito se classifica, na sua maioria, como sendo do tipo  $S_2$  (resistência elevada), não obstante o valor médio da resistência é de 55MPa, uma vez que em 3 das 7 estações a resistência é média ( $S_3$ ).

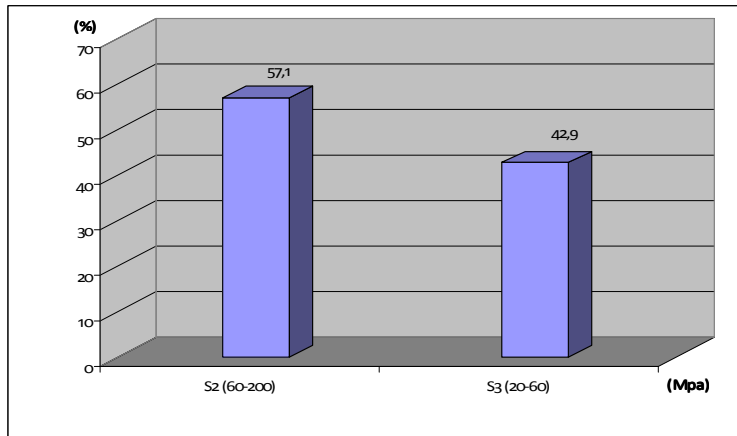


Figura 81 – Classes de resistência à compressão simples das discontinuidades para o talude escadaria.

Relativamente ao ensaio de carga pontual, o local da colheita da amostra foi realizado a cerca de 17m da origem da *scanline*. Dos 15 provetes ensaiados, foram eliminados, de acordo com a proposta da ISRM (1985, 2007) os valores mais alto e mais baixo do índice de resistência à carga pontual [ $I_{s(50)}$ ], para se calcular a média de  $I_{s(50)}$ , cujo valor é 4,25MPa . Este valor permitiu determinar a resistência à compressão uniaxial, a qual se situa no valor de 92,1 MPa (figura 81).

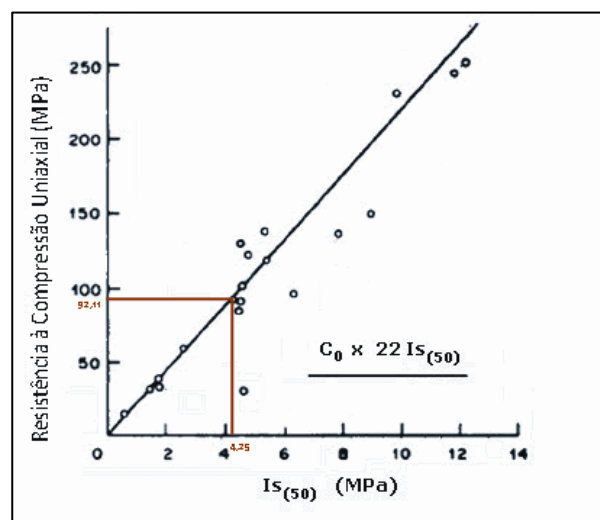


Figura 82 – Resistência à compressão uniaxial do material-rocha através do ensaio PLT para o talude escadaria.

Se se comparar os resultados obtidos através do esclerómetro portátil com os do ensaio à carga pontual constata-se que são algo discrepantes. Os resultados do ensaio PLT deverão ser encarados numa forma cautelosa, pois, como se referiu anteriormente, apenas foi seleccionada uma amostra por cada talude. No caso do talude da escadaria, os valores obtidos através do ensaio esclerométrico são mais representativos do maciço.

### TALUDE PARQUE

Este talude tem uma extensão de 32,5 metros, os quais são na totalidade em afloramento rochoso, e *ca.* 15m de altura máxima, apresentando uma atitude geral de N70°E-80°NW. No talude parque foram registadas 48 descontinuidades e realizadas 9 estações geomecânicas.

#### Grau de alteração

Segundo a classificação da ISRM (1978, 1981) e da GSE (1995), o grau de alteração é, maioritariamente, classificado como W<sub>3</sub>, referindo-se a um maciço rochoso moderadamente alterado.

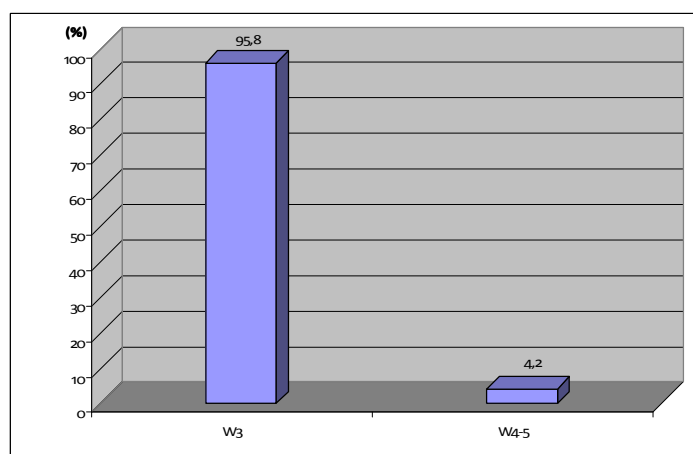


Figura 83 – Grau de alteração para o talude parque.

#### Estado da fracturação

As 48 descontinuidades registadas correspondem, maioritariamente, a diaclases, ocorrendo em menor percentagem falhas (figura 83).

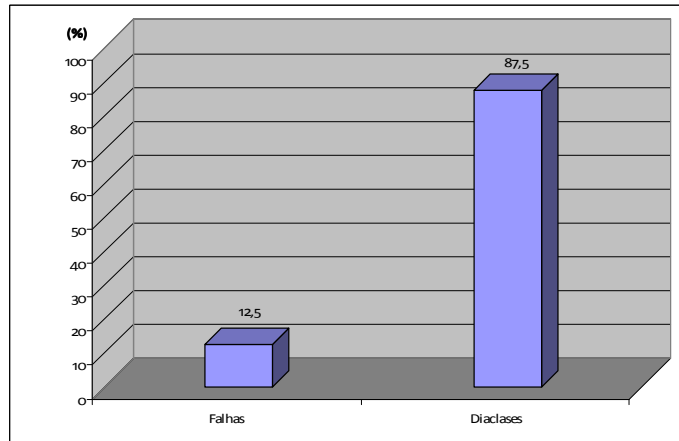


Figura 84 – Tipos de descontinuidades para o talude parque.

A análise dos diagramas estruturais (figura 84), permite constatar que existe uma maior dispersão nas orientações das descontinuidades. No entanto, é possível destacar duas famílias principais: N350º-360ºE, com inclinações que oscilam entre 70º-80º para o quadrante WSW e a família N270º-290ºE com inclinações que variam entre 75º-85º para SW. São também de destacar as orientações N10º-20ºE.

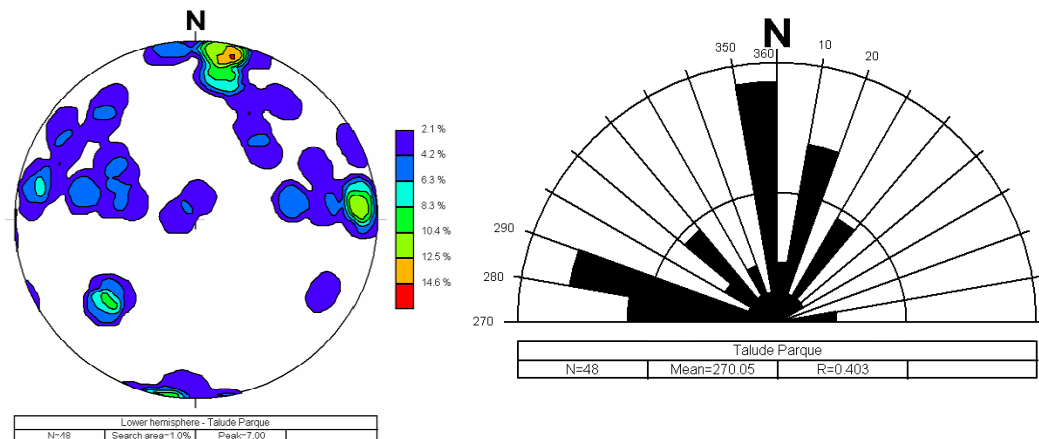


Figura 85 – Diagramas estruturais para a análise do talude parque.

### Abertura

Quanto à abertura (figura 85) as descontinuidades apresentam-se, na sua maioria, como fechadas (< 0.5mm).

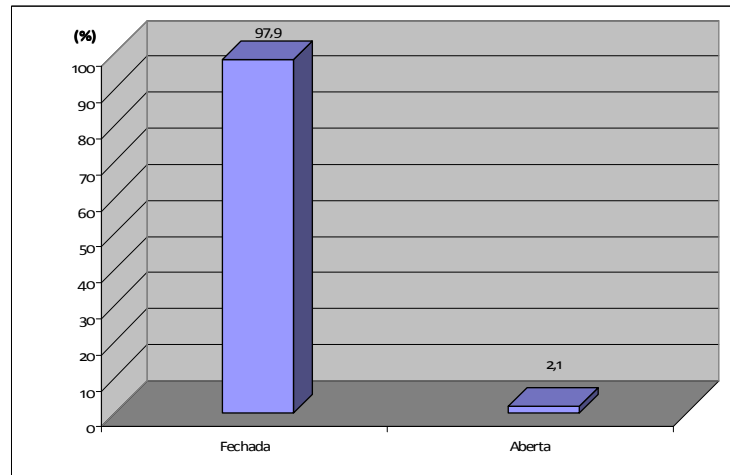


Figura 86 – Abertura das discontinuidades para o talude parque.

### Espaçamento

Constata-se pela figura 86 que as discontinuidades se apresentam, fundamentalmente, medianamente afastadas ( $F_3$ ), ou seja, com espaçamentos entre 20 e 60cm, sendo o valor médio do espaçamento de 57cm.

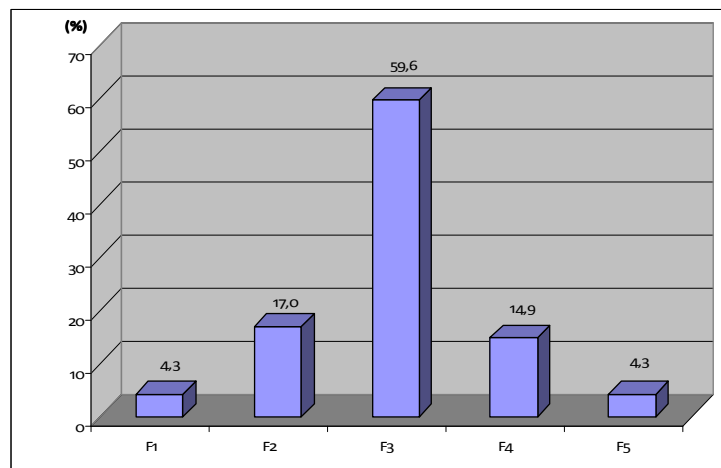


Figura 87 – Espaçamento das discontinuidades para o talude parque.

### Continuidade

Relativamente à continuidade das discontinuidades, estas apresentam-se, na sua maioria, como muito pouco contínuas, i.e., com extensão inferior a 1m, sendo relevante a percentagem de discontinuidades medianamente contínuas (figura 87).

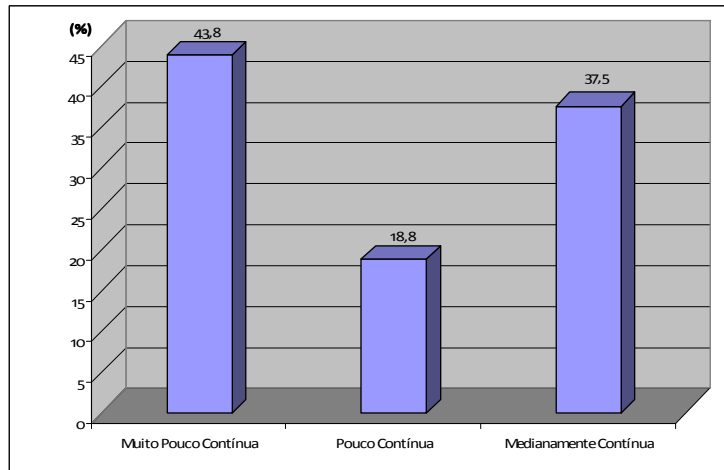


Figura 88 – Continuidade das discontinuidades para o talude parque.

### Terminação

O tipo de terminação das discontinuidades distribui-se por dois tipos: “obscura” e “noutra discontinuidade” (figura 88).

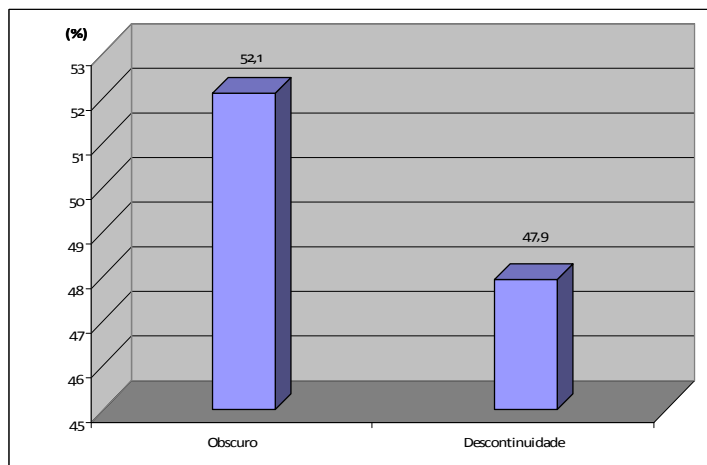


Figura 89 – Terminação das discontinuidades para o talude parque.

### Curvatura

A curvatura das discontinuidades (figura 89) é na sua maioria  $C_{1-2}$ , ou seja são planas.

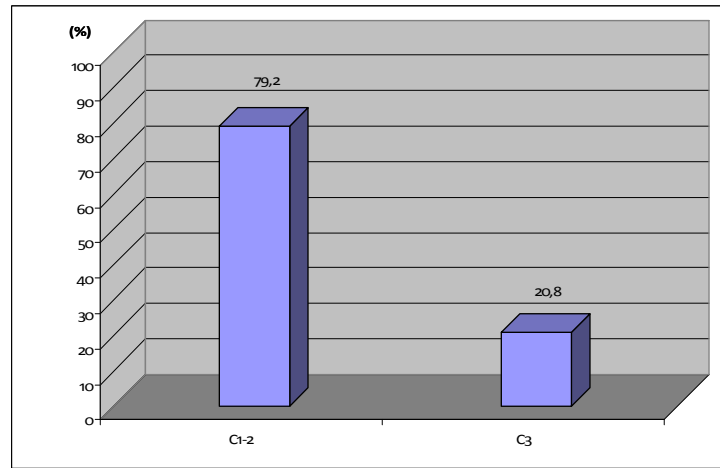


Figura 90 – Curvatura das descontinuidades para o talude parque.

### Rugosidade

A rugosidade dominante (figura 90) é do tipo R<sub>3</sub> (algo rugosa).

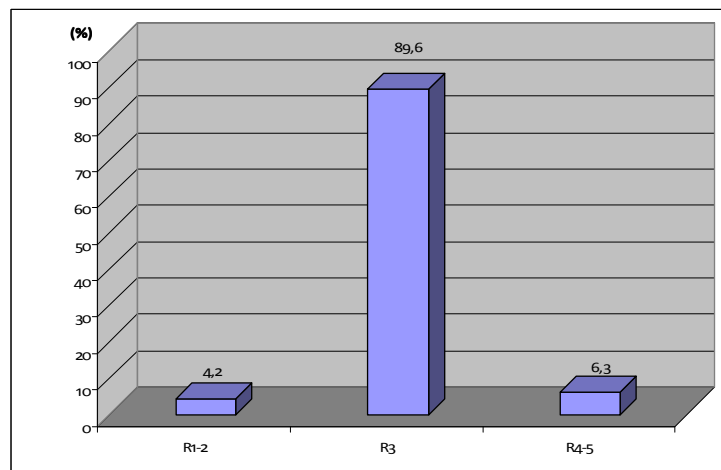


Figura 91 – Rugosidade das descontinuidades para o talude parque.

### Enchimento

Relativamente ao enchimento pode-se referir que 100% das descontinuidades não apresenta qualquer preenchimento.

### Presença de água

Verifica-se que todas as descontinuidades evidenciavam a presença de água, sendo as mais comuns apresentarem-se algo húmidas.

## Resistência à compressão uniaxial

Foram realizadas 9 estações geomecânicas para a realização dos ensaios de campo com esclerómetro portátil. Constatou-se assim (figura 91), que o granito se classifica, na sua maioria, como sendo do tipo S2 (resistência elevada), segundo a ISRM (1981). O valor médio da resistência é de 143,4MPa.

Relativamente ao ensaio de carga pontual, o local da colheita da amostra foi realizado a cerca de 8 a 10m da origem da *scanline*. Dos 15 provetes ensaiados, foram eliminados, de acordo com a proposta da ISRM (1985, 2007) os valores mais alto e mais baixo do índice de resistência à carga pontual [ $I_s(50)$ ], para se calcular a média de  $I_s(50)$ , cujo valor é 8,60MPa. Este valor permitiu determinar a resistência à compressão uniaxial, a qual se situa no valor de 189,5 MPa (figura 92).

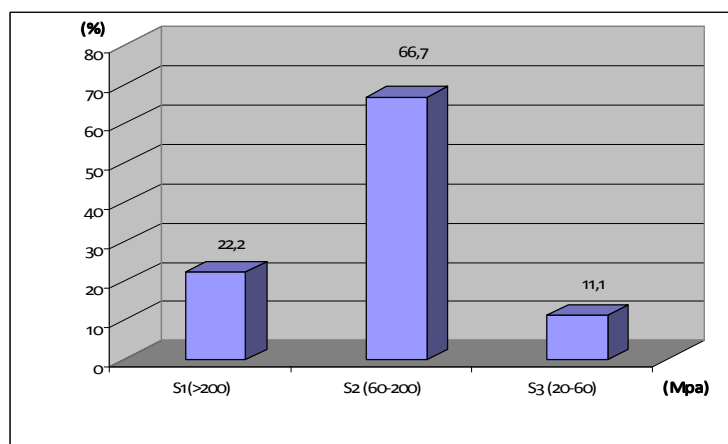


Figura 92 – Classes de resistência à compressão uniaxial para o talude parque.

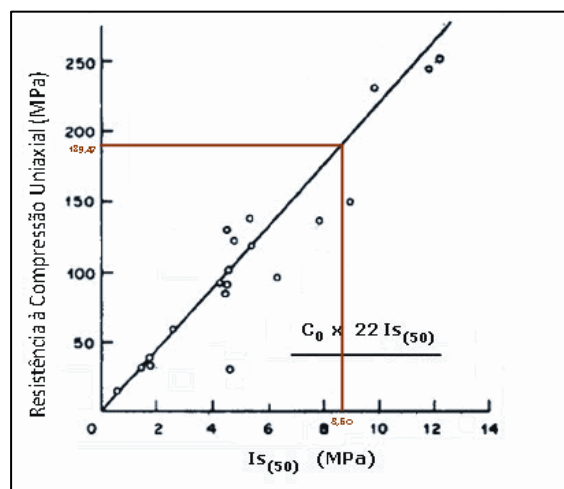


Figura 93 – Resistência à compressão uniaxial do material-rocha através do ensaio PLT para o talude parque.

A comparação dos resultados obtidos através do ensaio esclerométrico com o ensaio PLT permite constatar que estes são concordantes. Apesar de, à semelhança dos outros dois taludes, apenas se ter seleccionado uma amostra, esta reflecte em termos médios a resistência do maciço.

## TALUDE RIO

Este talude tem uma extensão de 128,5 metros, sendo 60,5 metros dos quais em afloramento rochoso e os restantes correspondem a um muro de suporte, e *ca.* 11m de altura, apresentando uma atitude geral de N85ºE; vertical. No talude rio foram registadas 181 descontinuidades e realizadas 20 estações geomecânicas.

### Grau de alteração

Segundo a classificação da ISRM (1978, 1981) e da GSE (1995), o grau de alteração é, maioritariamente, classificado como W<sub>2</sub>, referindo-se a um maciço rochoso ligeiramente alterado (figura 93).

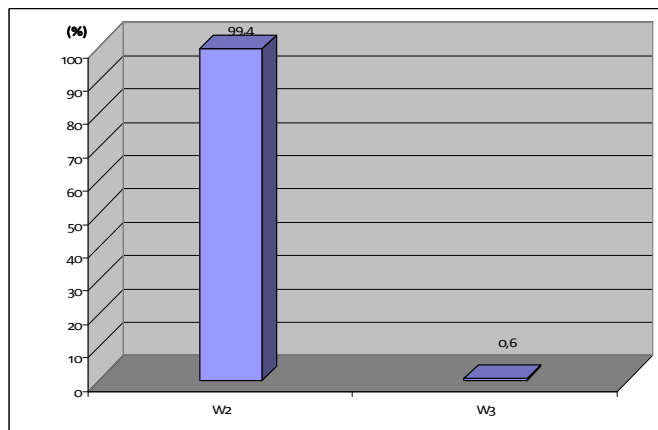


Figura 94 – Grau de alteração para o talude rio.

### Estado da fracturação

As 181 descontinuidades registadas correspondem, maioritariamente, a diaclases, ocorrendo em menor percentagem falhas (figura 94).

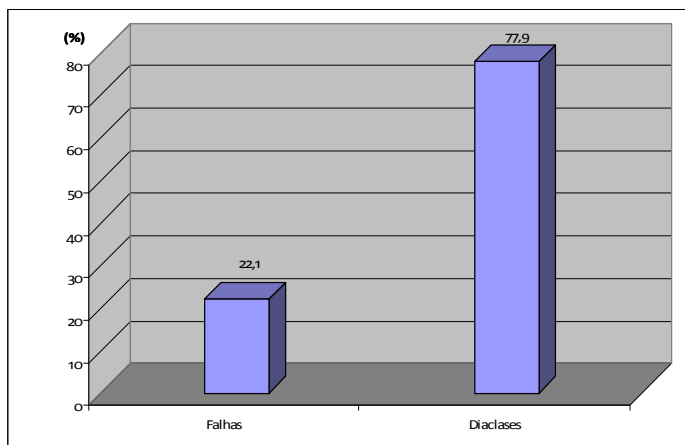


Figura 95 – Tipos de descontinuidades para o talude rio.

A análise dos diagramas estruturais (figura 95), permite constatar que as descontinuidades se concentram em duas famílias principais: a mais importante N280º-300ºE, com inclinações que oscilam entre 70º-85º, especialmente para o quadrante SW e a família N20º-40ºE com inclinações que variam entre 65º-80º para SE.

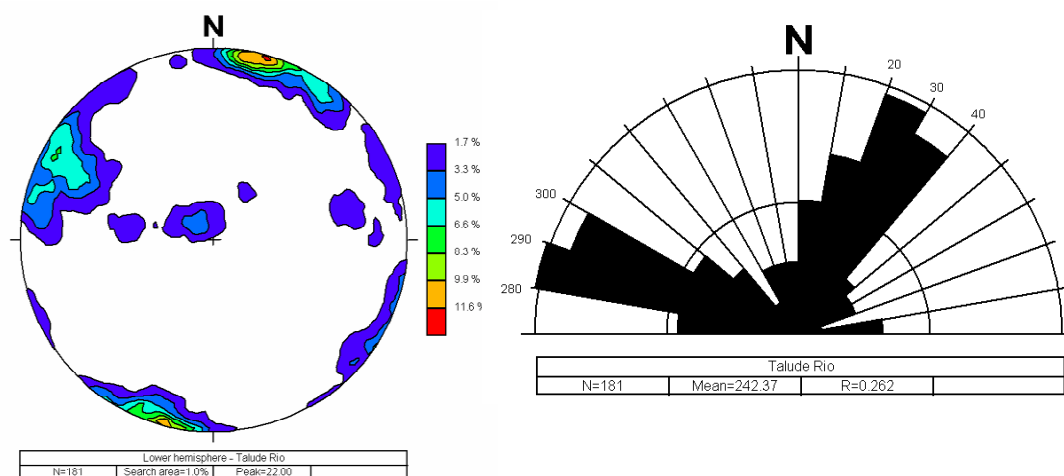


Figura 96 – Diagramas estruturais para a análise do talude rio.

### Abertura

Quanto à abertura, as descontinuidades apresentam-se, na sua maioria, como fechadas (< 0.5mm), ocorrendo contudo algumas abertas a muito abertas (figura 96).

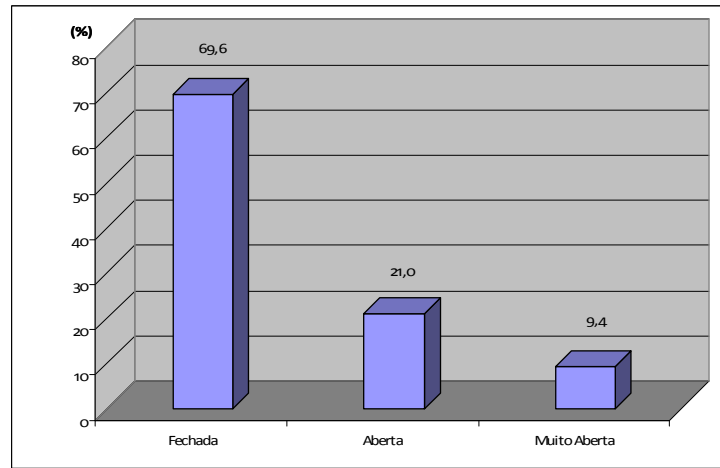


Figura 97 – Abertura das descontinuidades para o talude rio.

### Espaçamento

Constata-se pela figura 97 que as descontinuidades se apresentam medianamente afastadas ( $F_3$ ), ou seja, entre 20 e 60cm, sendo o valor médio do espaçamento de 35cm; a estas seguem-se as descontinuidades próximas ( $F_4$ ).

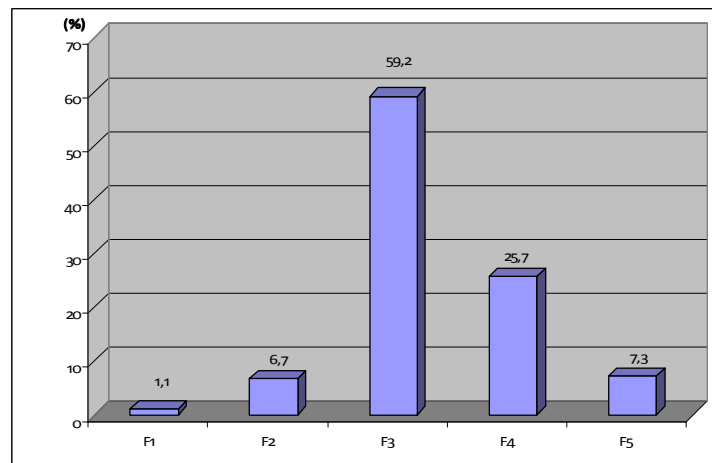


Figura 98 – Espaçamento das descontinuidades para o talude rio.

### Continuidade

Relativamente à continuidade das descontinuidades, estas apresentam-se, na sua maioria, como pouco contínuas, *i.e.* com extensão entre 1 a 3m (figura 98). Ocorrem ainda descontinuidades muito pouco e medianamente contínuas.

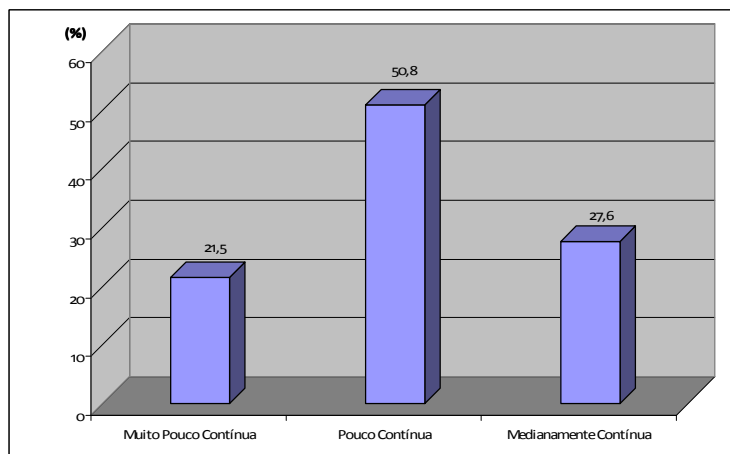


Figura 99 – Continuidade das descontinuidades para o talude rio.

### Terminação

O tipo de terminação das descontinuidades distribui-se, fundamentalmente, por dois dos três tipos sugeridos pela ISRM (1978, 1981): obscura e noutra descontinuidade (figura 99).

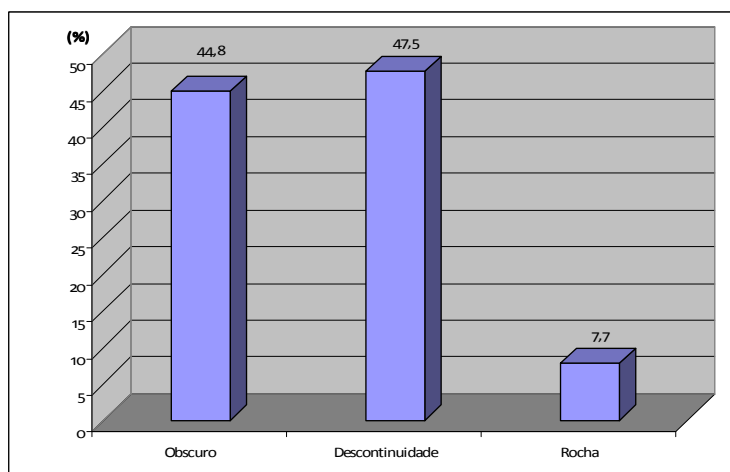


Figura 100 – Terminação das descontinuidades para o talude rio.

### Curvatura

A curvatura das descontinuidades (figura 100) é na sua maioria  $C_{1-2}$ , ou seja, são planas.

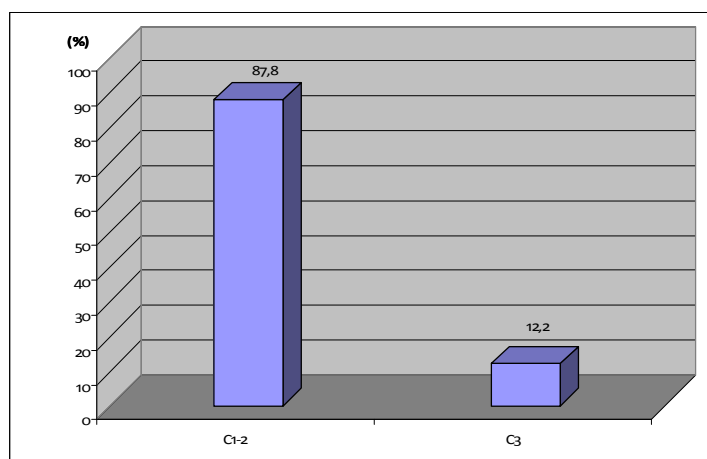


Figura 101 – Curvatura das descontinuidades para o talude rio.

### Rugosidade

A rugosidade dominante (figura 101) é do tipo  $R_3$  (algo rugosa), ocorrendo, ainda, descontinuidades lisas ( $R_{1-2}$ ).

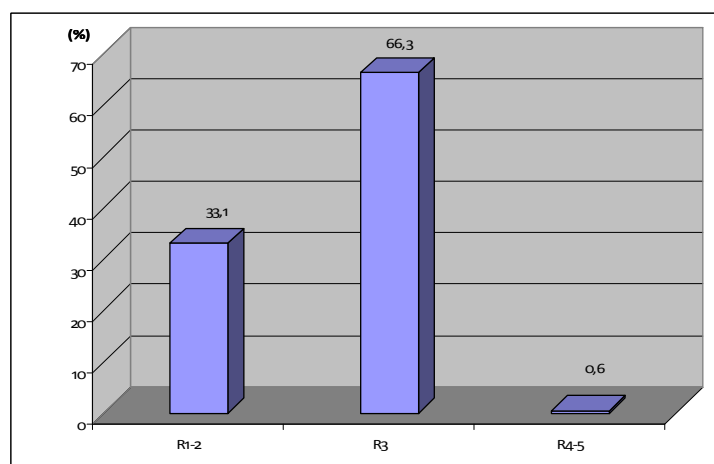


Figura 102 – Rugosidade das descontinuidades para o talude rio.

### Enchimento

Relativamente ao enchimento das descontinuidades pode-se referir que a maioria não apresenta qualquer preenchimento (figura 102). O enchimento, quando existe, é maioritariamente terra vegetal.

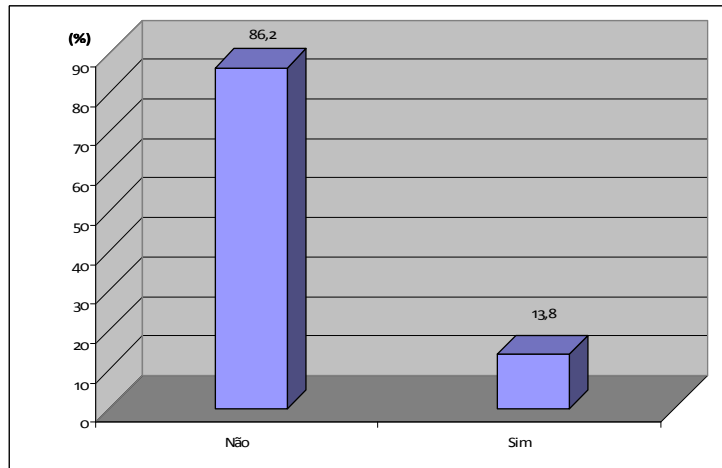


Figura 103 – Enchimento das descontinuidades para o talude rio.

### Presença de água

Verifica-se que a maior parte das descontinuidades se encontravam secas (figura 103).

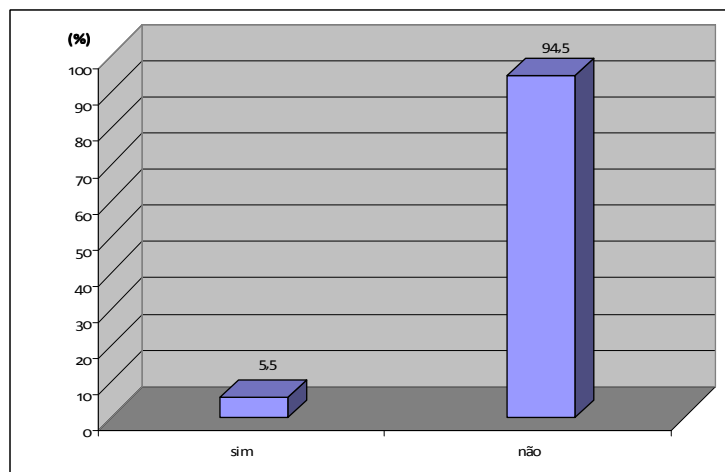


Figura 104 – Presença de água das descontinuidades para o talude rio.

### Resistência à compressão uniaxial

Foram realizadas 20 estações geomecânicas para a realização dos ensaios de campo com esclerómetro portátil. Constatou-se assim (figura 104), que o material-rocha granítico se classifica, na sua maioria, como sendo do tipo  $S_2$  (resistência elevada), segundo a ISRM (1981). O granito pode apresentar-se ainda com uma resistência muito elevada ( $S_1$ ) e média ( $S_3$ ). O valor médio da resistência é de 133,4MPa.

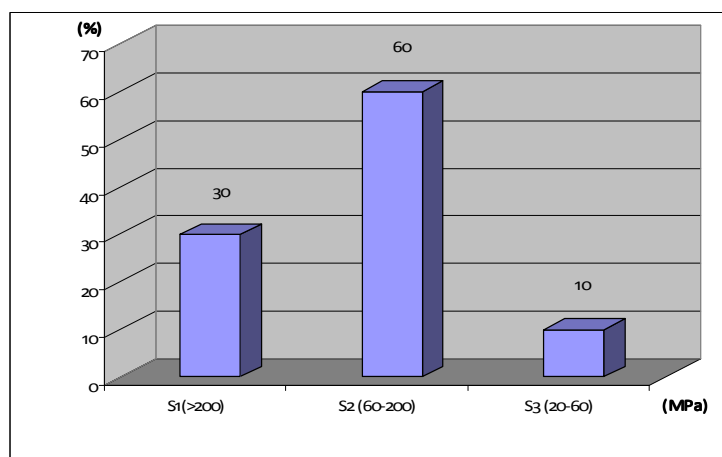


Figura 105 – Classes de resistência à compressão simples das descontinuidades para o talude rio.

Relativamente ao ensaio de carga pontual, o local da colheita da amostra foi realizado a cerca de 43m da origem da *scanline*. Dos 15 provetes ensaiados, foram eliminados, de acordo com a proposta da ISRM (1985, 2007) os valores mais alto e mais baixo do índice de resistência à carga pontual [ $I_{s(50)}$ ], para se calcular a média de  $I_{s(50)}$ , cujo valor é 6,13MPa. Este valor permitiu determinar a resistência à compressão uniaxial, a qual se situa no valor de 133,3 MPa (figura 105).

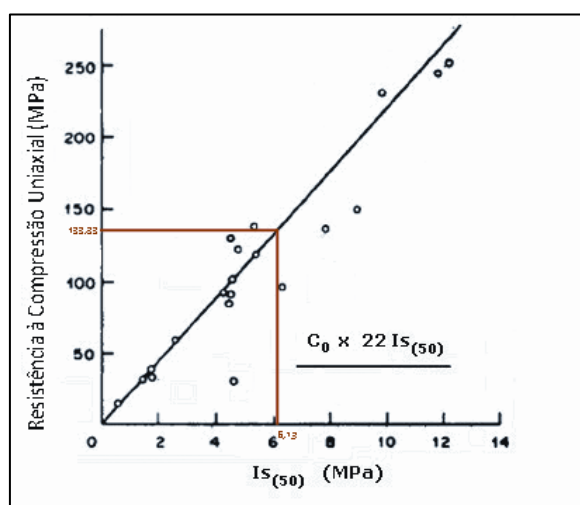


Figura 106 – Resistência à compressão uniaxial do material-rocha através do ensaio PLT para o talude rio.

A comparação dos resultados obtidos através do ensaio esclerométrico com o ensaio PLT permite constatar que estes são perfeitamente concordantes. Apesar de, à semelhança dos outros dois taludes, apenas se ter seleccionado uma amostra, esta reflecte em termos médios a resistência do maciço.

A figura 106, apresenta uma síntese do grau de compartimentação dos taludes graníticos da Afurada estudados.

Figura 107 - síntese do grau de compartimentação dos taludes graníticos da Afurada (consultar em A3).

#### 4.5. Aplicação das classificações geomecânicas

Apresenta-se seguidamente a aplicação das classificações geomecânicas aos três taludes em estudo, iniciando-se pela RMR (Bieniawski, 1976, 1984, 1989), seguida da GSI (Hoek, 1994, 2007; Hoek et al., 1998; Marinos & Hoek, 2000; Marinos et al., 2005) e, por último, da SMR (Romana, 1985, 1993, 1995, 1997; Romana et al., 2001, 2003).

Para a aplicação destas classificações resumiram-se no quadro 22 as características médias dos principais parâmetros geológico-geotécnicos e geomecânicos dos três taludes.

Quadro 22 – Resumo dos principais parâmetros geológico-geotécnicos e geomecânicos dos três taludes.

	<b>TALUDE DA ESCADARIA</b> (N61ºE;85ºNW)	<b>TALUDE DO PARQUE</b> (N70ºE;90º)	<b>TALUDE DO RIO</b> (N85ºE;90º)
<b>Grau de alteração</b>	W <sub>3</sub>	W <sub>3</sub>	W <sub>2</sub>
<b>Tipo de descontinuidades</b>	Diaclases	Diaclases e falhas	Diaclases e falhas
<b>Principal família de descontinuidades (atitude média)</b>	N105ºE;75ºSW	N175ºE;75ºSW	N110ºE;75ºSW
<b>Abertura</b>	fechadas (< 0,5mm) e abertas (0,5-10mm) a muito abertas (10-100mm)	fechadas (< 0,5mm)	fechadas (< 0,5mm)
<b>Espaçamento</b>	Afastadas a medianamente afastadas (F2 a F3) valor médio = 60cm	Medianamente afastadas (F3) valor médio = 57cm	Medianamente afastadas (F3) valor médio = 35cm
<b>Continuidade</b>	Medianamente contínuas a pouco contínuas	Muito pouco contínuas e medianamente contínuas	Pouco contínuas a medianamente contínuas
<b>Rugosidade</b>	Algo rugosas (R <sub>3</sub> )	Algo rugosas (R <sub>3</sub> )	Algo rugosas (R <sub>3</sub> )
<b>Enchimento</b>	Não apresenta	Não apresenta	Não apresenta
<b>Presença de água</b>	Seco	Alguma humidade	Seco
<b>Resistência à compressão uniaxial (Esclerómetro portátil)</b>	Média (S <sub>3</sub> ) valor médio = 55MPa	Elevada (S <sub>2</sub> ) valor médio = 143,4MPa	Elevada (S <sub>2</sub> ) valor médio = 133,4MPa
<b>Ensaio de carga pontual (Is)</b>	4,25MPa	8,60MPa	6,13MPa

Na aplicação da classificação RMR foram estabelecidos dois cenários para cada um dos taludes, um para condições mais favoráveis e outro para condições menos favoráveis. Não obstante se ter considerado as duas hipóteses, apresenta-se de seguida apenas a primeira, remetendo para o anexo 4 a correspondente ao pior cenário.

Assim, a aplicação da classificação RMR ao talude da escadaria, para as condições mais favoráveis encontra-se sintetizada na figura 108.

Parâmetros geológico-geotécnicos								
1	Resistência do material rochoso (MPa)	>250	250-100	100-50	50-25	25-5	5-1	<1
	Pontuação			X				
2	RQD - Rock Quality Designation (%)	90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	<25%		
	Pontuação			X				
3	Espaçamento entre descontinuidades	>2m	0,6-2m	0,2-0,6m	0,06-0,2m	<0,06m		
	Pontuação			X				
4	Continuidade	<1m	1-3m	3-10m	10-20m	>20m		
		Pontuação		X				
	Abertura	Nenhum	<0,1mm	0,1-1,0mm	1-5mm	>5mm		
		Pontuação			X			
	Rugosidade	Muito Rugosa	Rugosa	Ligeiramente Rugosa	Ondulada	Suave		
		Pontuação			X			
	Preenchimento	Nenhum	Duro	Muito Duro	Mole	Muito Mole		
		Pontuação	X					
	Grau de alteração	Sã (W1)	Pouco alterada (W2)	Medianamente alterada (W3)	Muito alterada (W4)	Decomposta (W5)		
		Pontuação	6			X		
5	Água Subterrânea	Seco	Ligeiramente húmido	Húmido	Gotejante	Fluxo		
	Pontuação	X						
Pontuação parcial		64						
<i>Correcção da orientação das descontinuidades</i>								
Direcção e inclinação		Muito favorável	Favorável	Médio	Desfavorável	Muito desfavorável		
Talude				X				
Pontuação				-25				
Classificação (RMR)		39						

Figura 108 – Aplicação da classificação RMR ao talude da escadaria.

Como se pode constatar pela figura 108, o maciço do talude da escadaria classifica-se na classe IV, i.e., qualidade má (RMR = 39). Contudo, para as condições menos favoráveis, a classificação resultante corresponde à classe V (RMR = 7), i.e., qualidade muito má.

A aplicação da classificação RMR ao talude do parque, para as condições mais favoráveis encontra-se sintetizada na figura 109.

Parâmetros geológico-geotécnicos								
1	Resistência do material rochoso (MPa)	>250	250-100	100-50	50-25	25-5	5-1	<1
	Pontuação		X					
2	RQD - Rock Quality Designation (%)	90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	<25%		
	Pontuação				X			
3	Espaçamento entre descontinuidades	>2m	0,6-2m	0,2-0,6m	0,06-0,2m	<0,06m		
	Pontuação			X				
4	E s t a d o  d e s c o n t i n u i d a d e s	Continuidade	<1m	1-3m	3-10m	10-20m	>20m	
		Pontuação	X					
		Abertura	Nenhum	<0,1mm	0,1-1,0mm	1-5mm	>5mm	
		Pontuação		X				
		Rugosidade	Muito Rugosa	Rugosa	Ligeiramente Rugosa	Ondulada	Suave	
		Pontuação			X			
	d e s c o n t i n u i d a d e s	Preenchimento	Nenhum	Duro	Muito Duro	Mole	Muito Mole	
		Pontuação	X					
		Grau de alteração	Sã (W1)	Pouco alterada (W2)	Medianamente alterada (W3)	Muito alterada (W4)	Decomposta (W5)	
		Pontuação			X			
5	Água Subterrânea	Seco	Ligeiramente húmido	Húmido	Gotejante	Fluxo		
	Pontuação		X					
Pontuação parcial		63						
<i>Correcção da orientação das descontinuidades</i>								
Direcção e inclinação		Muito favorável	Favorável	Médio	Desfavorável	Muito desfavorável		
Talude				X				
Pontuação				-25				
Classificação (RMR)		38						

Figura 109 – Aplicação da classificação RMR ao talude do parque.

A análise da figura 109 permite concluir que o maciço do talude do parque se classifica na classe IV, i.e., qualidade má (RMR = 38). Contudo, para as condições menos favoráveis, a classificação resultante corresponde à classe V (RMR = 9), i.e., qualidade muito má.

Por fim, a aplicação da classificação RMR ao talude do rio, para as condições mais favoráveis encontra-se sintetizada na figura 110.

Parâmetros geológico-geotécnicos											
1	Resistência do material rochoso (MPa)		>250	250-100	100-50	50-25	25-5	5-1	<1		
	Pontuação			X							
				12							
2	RQD - Rock Quality Designation (%)		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	<25%				
	Pontuação					X					
						8					
3	Espaçamento entre descontinuidades		>2m	0,6-2m	0,2-0,6m	0,06-0,2m	<0,06m				
	Pontuação				X						
						10					
4	E s t a d o  d a s  d e s c o n t i n u i d a d e s	Continuidade		<1m	1-3m	3-10m	10-20m	>20m			
		Pontuação				X					
								2			
		Abertura		Nenhum	<0,1mm	0,1-1,0mm	1-5mm	>5mm			
		Pontuação				X					
								3			
		Rugosidade		Muito Rugosa	Rugosa	Ligeiramente Rugosa	Ondulada	Suave			
		Pontuação				X					
								3			
		Preenchimento		Nenhum	Duro	Muito Duro	Mole	Muito Mole			
		Pontuação		X							
						6					
Grau de alteração		Sã (W1)	Pouco alterada (W2)	Medianamente alterada (W3)	Muito alterada (W4)	Decomposta (W5)					
Pontuação			X								
				5							
5	Água Subterrânea		Seco	Ligeiramente húmido	Húmido	Gotejante	Fluxo				
	Pontuação		X								
				15							
		Pontuação parcial		64							
<i>Correcção da orientação das descontinuidades</i>											
Direcção e inclinação		Muito favorável	Favorável	Médio	Desfavorável	Muito desfavorável					
Talude				X							
Pontuação				-25							
		Classificação (RMR)		39							

Figura 110 – Aplicação da classificação RMR ao talude do rio.

A análise da figura 110 permite concluir que o maciço do talude do rio se classifica na classe IV, i.e., qualidade má (RMR 39). Contudo, para as condições menos favoráveis, a classificação resultante corresponde à classe V (RMR = 11), i.e., qualidade muito má.

Para os três taludes, no pior cenário (ver anexo 4), as condições mais desfavoráveis resultam, fundamentalmente, do facto de se considerar no parâmetro P6 a orientação das descontinuidades como desfavorável para os taludes, a qual corresponde a um peso de -50 (Bieniawski, 1989).

Relativamente à classificação GSI (Hoek, 1994, 2007; Marinos & Hoek, 2000, 2005), uma vez que é possível estabelecer uma relação entre esta e a classificação anterior, de acordo com a expressão **[GSI = RMR-5]**, para valores de RMR  $\geq 23$ , optou-se por utilizar apenas os valores mais elevados de RMR para os três taludes em estudo. Desta forma, apresenta-se no quadro 23 os valores de GSI para os três taludes.

Quadro 23 – Aplicação da classificação GSI aos três taludes em estudo.

Talude	RMR	GSI
Escadaria	39	34
Parque	38	33
Rio	39	34

De acordo com esta classificação o maciço dos três taludes classifica-se como de qualidade fraca, uma vez que os valores de GSI se situam no intervalo 21 a 35.

Para a aplicação da classificação SMR foram efectuadas duas simulações para cada talude, considerando os valores mínimos e máximo de RMR e para o parâmetro F4 foi considerado o valor correspondente a talude natural (+15).

No quadro 24 apresentam-se os valores utilizados para o talude da escadaria.

Quadro 24 - Resumo dos valores obtidos na classificação SMR para o talude da escadaria.

RMR	39
aj	105
as	61
bj	75
F1	0,09
F2	1
F3	-25
F4	15
<b>SMR</b>	<b>51,8</b>

RMR	7
aj	105
as	61
bj	75
F1	0,09
F2	1
F3	-50
F4	15
<b>SMR</b>	<b>17,5</b>

De acordo com esta classificação o maciço do talude da escadaria varia entre uma qualidade muito má — Classe Va, SMR = 17,5 — e razoável — Classe IIIa, SMR = 51,8.

Relativamente ao talude do parque, apresentam-se no quadro 25 os valores utilizados para o cálculo do SMR.

Quadro 25 - Resumo dos valores obtidos na classificação SMR para o talude do parque.

<b>RMR</b>	<b>38</b>
aj	175
as	70
bj	75
F1	0,0
F2	1
F3	-25
F4	15
<b>SMR</b>	<b>53</b>

<b>RMR</b>	<b>9</b>
aj	175
as	70
bj	75
F1	0,0
F2	1
F3	-50
F4	15
<b>SMR</b>	<b>24</b>

De acordo com esta classificação o maciço do talude do parque varia entre uma qualidade má — Classe IVb, SMR = 24 — e razoável — Classe IIIa, SMR = 53.

Por fim, para o talude do rio apresentam-se no quadro 26 os valores utilizados para o cálculo do SMR.

Quadro 26 - Resumo dos valores obtidos na classificação SMR para o talude do rio.

<b>RMR</b>	<b>39</b>
aj	110
as	85
bj	75
F1	0,33
F2	1
F3	-25
F4	15
<b>SMR</b>	<b>45,8</b>

<b>RMR</b>	<b>11</b>
aj	110
as	85
bj	75
F1	0,33
F2	1
F3	-50
F4	15
<b>SMR</b>	<b>9,5</b>

De acordo com esta classificação o maciço do talude do rio varia entre uma qualidade muito má — Classe Vb, SMR = 9,5 — e razoável — Classe IIIb, SMR = 45,8.

## 4.6. Análise de Estabilidade

Há registos históricos de colapsos e rupturas, mais ou menos significativas, dos maciços da área ribeirinha do Douro do Porto e de Gaia (*e.g.*, COBA, 1994; Neves, 1999, 2002; Campos e Matos, 2002; Borges & Correia, 2003) e de escarpas rochosas da cidade do Porto e arredores (*e.g.*, Afonso, 1991; Afonso et al., 1999).

De acordo com as classes de estabilidade apresentadas por Romana (1985, 1995, 1997), os taludes da escadaria e do rio são considerados como completamente instáveis a parcialmente estáveis, enquanto que o talude do parque se classifica como instável a parcialmente estável.

Relativamente aos tipos de rotura prováveis, os três taludes poderão apresentar roturas planares importantes e muitas roturas em cunha; quanto às possíveis roturas por tombamento, estas serão poucas no talude do parque e muitas nos taludes da escadaria e do rio; nos piores cenários, correspondentes aos valores mais baixos de SMR, há ainda a possibilidade, de acordo com Romana (1985, 1997), de ocorrerem roturas em massa.

Não obstante estas propostas de estabilidade e tipos de rotura de Romana (1985, 1995, 1997), procedeu-se a uma caracterização da estabilidade dos taludes em apreço baseada na projecção estereográfica dos taludes, das principais famílias de descontinuidades, bem como do círculo de atrito, tal como preconizado, por exemplo, por Hoek & Bray (1981) e Wyllie & Mah (2004).

Para tal, considerou-se que o ângulo de atrito característico dos materiais graníticos se situa no intervalo 40°-50°, de acordo com os valores médios apresentados por Neves (1999, 2002) para o granito pouco a medianamente alterado aflorante na escarpa das Fontainhas (Porto) e pela COBA (1994, 2003). De acordo com a Norma Europeia EN 1997-1 (Eurocódigo 7), o valor característico dum parâmetro de uma rocha deve ser escolhido por forma a constituir uma estimativa cautelosa do valor que influencia a ocorrência do estado limite. Por outro lado, esta norma recomenda a aplicação de um coeficiente de segurança parcial de 1,25 à tangente do ângulo de atrito, para obter o respectivo valor de cálculo. Assim, os valores de cálculo dos ângulos de atrito utilizados na análise da estabilidade foram de 34° e 44°.

As figuras 111, 112 e 113 representam a análise da estabilidade para os taludes da escadaria, do parque e do rio, respectivamente. Em todas as análises foram projectadas as atitudes médias das duas famílias de descontinuidades, a atitude média dos taludes, bem como os círculos de atrito de 34° e 44°.

A análise do diagrama da escadaria (figura 111) permite constatar que as intersecções das duas famílias de descontinuidades dão origem a roturas em cunha com sentidos de escorregamento efectivos para o quadrante WSW, com uma atitude média de 66°/N258°.

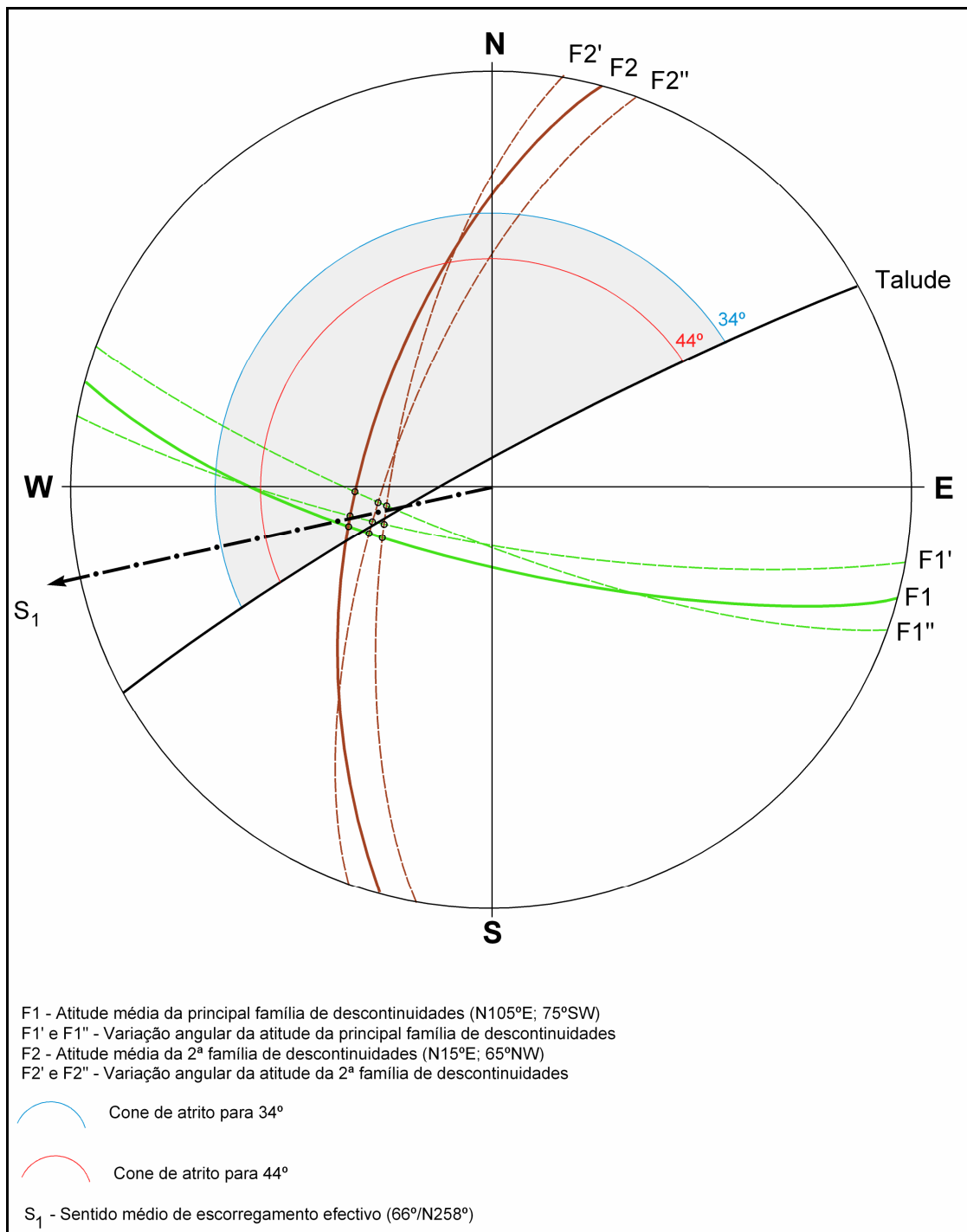


Figura 111 – Análise da estabilidade para o talude da escadaria.

Relativamente ao talude do parque, a análise do diagrama (figura 112) permite constatar que, à semelhança do talude da escadaria, as intersecções das duas famílias de descontinuidades dão origem a roturas em cunha com sentidos de escorregamento efectivos para o quadrante WSW, com uma atitude média de  $75^\circ/\text{N}262^\circ$ .

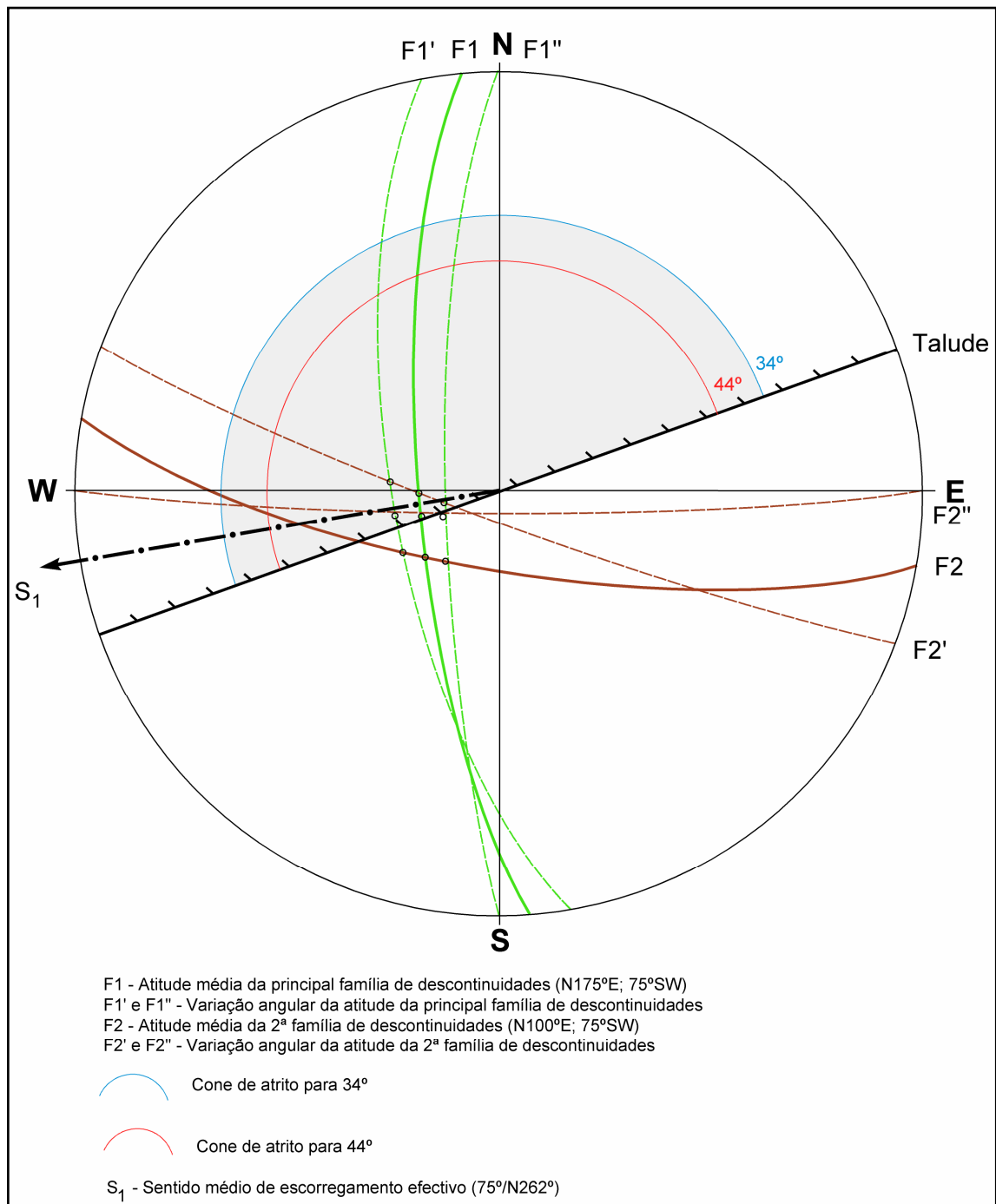


Figura 112 – Análise da estabilidade para o talude do parque.

Por último, quanto ao talude do rio, a análise da estabilidade (figura 113) permite constatar que as potenciais roturas em cunha, resultantes das intersecções das duas famílias de descontinuidades não são problemáticas, pois os sentidos de escorregamento inclinam para o interior do talude. Contudo, a atitude da principal família de descontinuidades pode dar origem a roturas por tombamento, pois estas descontinuidades apresentam uma inclinação contrária à inclinação do talude e uma direcção sub-paralela ao mesmo.

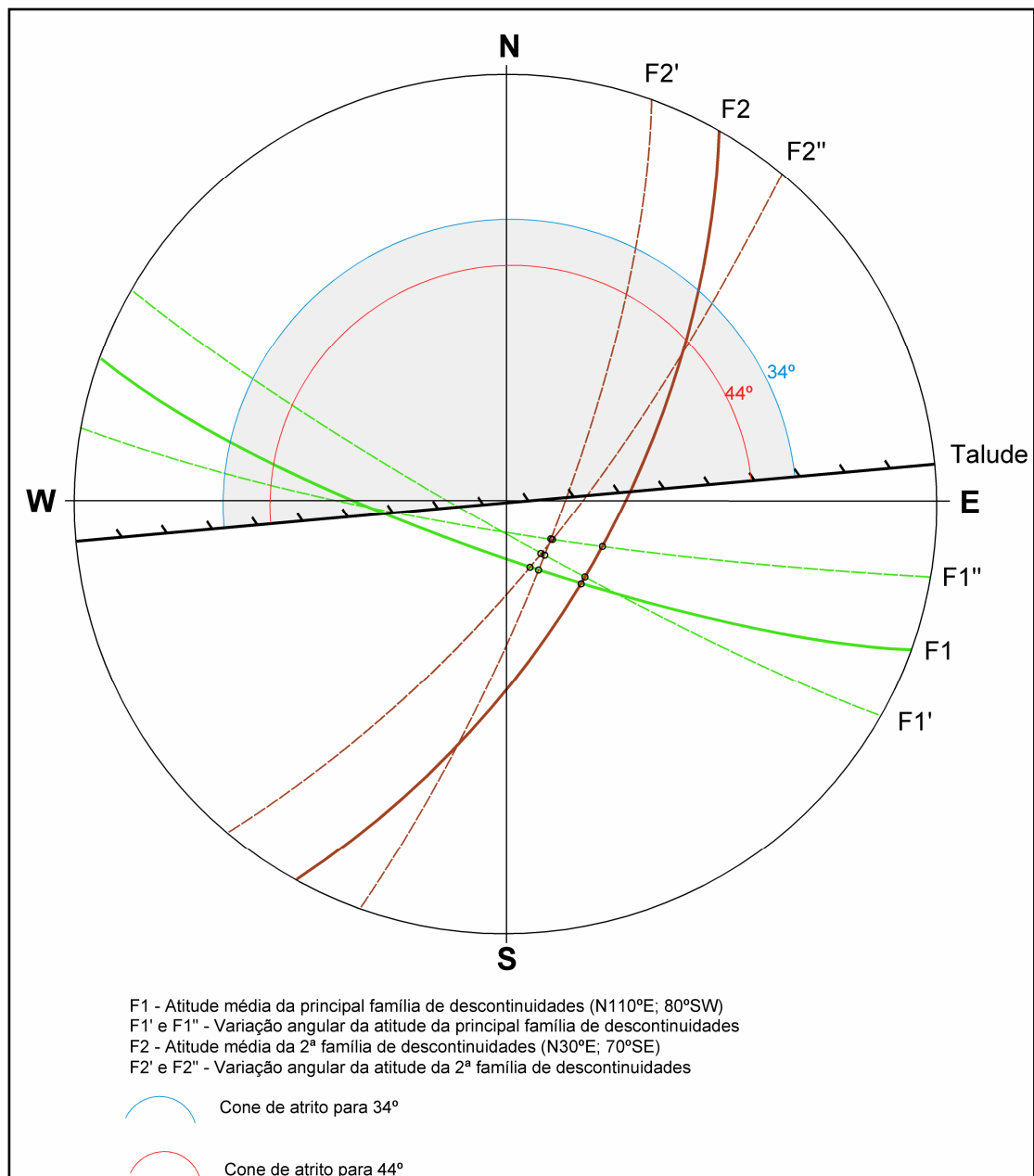


Figura 113 – Análise da estabilidade para o talude do rio.

A figura 114 sintetiza a análise da estabilidade estrutural dos taludes da Afurada estudados.

Figura 114 – Síntese da análise da estabilidade estrutural dos taludes da Afurada (consultar A3).

#### 4.7. Estabilização estrutural dos taludes: abordagem muito preliminar

Seguidamente apresentam-se brevíssimas considerações sobre as soluções de estabilização estrutural dos taludes rochosos da Afurada. A presente abordagem é de carácter preliminar e meramente indicativa, visto não ser esta temática o objectivo principal da nossa dissertação. Seria necessário o desenvolvimento de estudos complementares, especialmente modelação numérica e geotécnica, para se obter um cenário (ou mais cenários) de estabilização mais realista e para se obter uma solução geotécnica final para a estabilização estrutural dos taludes. Claro que sem os estudos geológicos, geotécnicos e geomecânicos não seria possível realizar os referidos estudos complementares que levarão à implementação de soluções de estabilização para cada talude. Para o efeito, realizamos o exercício de confrontar uma proposta de estabilização para os taludes em estudo, por parte da empresa *TecnoGeo – Tecnologia em Geotecnia (2008)*, com o presente estudo geológico-geotécnico de projecto e constatou-se que as soluções estruturais avançadas são coerentes com as soluções previstas nas classificações geomecânicas (SMR) e pela análise geológico-estrutural.

Assim, poder-se-ia executar os seguintes trabalhos (adaptado da proposta da *TecnoGeo – Tecnologia em Geotecnia, 2008*), a saber:

##### i) Talude do Parque

- Ancoragens definitivas de 3 cordões  $\varnothing 0,60''$ , com  $L_{\text{médio}}=14.00\text{m}$ ; Pregagens em aço galvanizado,  $\varnothing 32\text{mm}$ , com  $L_{\text{médio}}=4.00\text{m}$ ; Pregagens em aço galvanizado,  $\varnothing 32\text{mm}$  (com vários  $L_{\text{médio}}$  6.00m a 8.00 m);
- Painéis  $4.0 \times 4.0\text{m}^2$ , de cabos de aço galvanizado  $\varnothing 10\text{mm}$ , HEA (*High Energy Absorption*), combinados com rede de tripla torção em malha hexagonal de arame galvanizado; Redes de tripla torção em malha hexagonal de arame galvanizado combinadas com geomalha tridimensional polimérica.

##### ii) Talude da Escadaria

- Pregagens em aço galvanizado,  $\varnothing 32\text{mm}$ , com  $L_{\text{médio}}=6.00\text{m}$ ; Pregagens em aço galvanizado,  $\varnothing 32\text{mm}$  (com vários  $L_{\text{médio}}$  8.00 m);
- Painéis  $4.0 \times 4.0\text{m}^2$ , de cabos de aço galvanizado  $\varnothing 10\text{mm}$ , HEA (*High Energy Absorption*), combinados com rede de tripla torção em malha hexagonal de arame galvanizado;
- Redes de tripla torção em malha hexagonal de arame galvanizado combinadas com geomalha tridimensional polimérica.

### iii) Talude do Rio

- Pregagens em aço galvanizado,  $\varnothing 32\text{mm}$ , com  $L_{\text{médio}}=4.00\text{m}$ ; Pregagens em aço galvanizado,  $\varnothing 32\text{mm}$  (com vários  $L_{\text{médio}} 6.00\text{m}$ );
- Painéis  $4.0 \times 4.0\text{m}^2$ , de cabos de aço galvanizado  $\varnothing 10\text{mm}$ , HEA (*High Energy Absorption*), combinados com rede de tripla torção em malha hexagonal de arame galvanizado.

Será conveniente a eventual aplicação de betão projectado, especialmente nas zonas superiores dos taludes (Talude do Parque e Talude da Escadaria), que se encontram, por ora, cobertas de vegetação, bem como o saneamento de toda as raízes e vegetação mais robusta. Seria importante monitorizar o nível piezométrico do maciço e se for necessário proceder à drenagem superficial do mesmo.

## 4.8. Estimativa de custos do estudo do projecto: abordagem preliminar

O presente trabalho enquadra-se em qualquer tipo de projecto aplicado de geoengenharia, mais concretamente de engenharia de taludes de maciços rochosos.

Apresenta-se, seguidamente, uma breve estimativa de custos para executar o presente projecto com o estatuto de técnico júnior, enquadrado numa campanha de prospecção geotécnica, ou seja, desde a fase de reconhecimento, levantamento, cartografia, inventariação e recolha bibliográfica, até ao processamento e tratamento de dados em gabinete e, conseqüentemente, a redacção e apresentação do relatório técnico-científico ao cliente.

Este estudo recorreu a uma extensa bibliografia e a um exaustivo trabalho de gabinete, que permitiu analisar a nível da geologia fundamental e aplicada os principais elementos a tratar. Recolhida toda a informação, procedeu-se ao processamento e análise de dados, dos quais resultaram diversos gráficos e mapas da área estudada. Por fim procedeu-se a um relatório final, onde foram compilados e redigidos todos os dados e documentação.

Como já foi referido anteriormente, a técnica de amostragem linear esteve subjacente a este estudo, uma vez que é extremamente expedita e versátil para o estudo da compartimentação de maciços rochosos e fornece valiosas informações sobre o estado da fracturação do material-rocha. Esta prática é frequentemente citada e aplicada em trabalhos de especialidade no estudo de obras superficiais e/ou subterrâneas em maciços fracturados, não exigindo equipamentos muito sofisticados, mas apenas: fita métrica, bússola com clinómetro incorporado (“bússola de

Geólogo”), martelo de Geólogo, máquina fotográfica e esclerómetro portátil (Martelo de Schmidt). O tratamento e análise estatística dos resultados obtidos foi feito recorrendo-se a uma análise estatística elementar e ao programa geoinformático de projecção estereográfica *Stereonet*.

Nos quadros 27 e 28 pretende-se esquematizar todas as considerações anteriormente enunciadas sobre uma estimativa, em termos de custos, para a realização deste trabalho com o estatuto de técnico júnior.

Desta forma e atendendo às recomendações quer da *Ordem dos Engenheiros* quer da *Associação Portuguesa de Geólogos* pode ser apontado o orçamento base de 15.650 Euros (€), sem IVA incluído, e com prazo de execução de 6 meses. Este valor corresponde aos custos orçamentados para a execução do trabalho (5.050 Euros) e os custos para a aquisição de equipamento geocientífico e informático diverso.

Quadro 27 – As fases constituintes do trabalho e respectivos custos (s/ IVA, €) associados ao Projecto.

Meses		1º	2º	3º	4º	5º	6º	Custos (€)
Recolha de Bibliografia	Regional / Especialidade	•	•					350
Geologia Aplicada	Reconhecimento de campo	•						800
	Cartografia aplicada		•	•				
Dados geológico-geotécnicos e geomecânicos	Levantamento geológico-geomecânico		•					1400
	Ensaios laboratoriais (PLT)		•					
	Representação e tratamento de dados		•	•	•			
Estudos Complementares	Aquisição fotografia aérea	•						300
	Vectorização de mapas			•	•	•		700
Relatório Final	Redacção do relatório Técnico-científico						•	1500
<b>Total</b>								5.050

Quadro 28 – Custos dos equipamentos associados ao projecto.

Máquina fotográfica digital	400
Software Geoinformático	500
Software SIG	7500
Equipamento básico de geologia aplicada (bússola, fita métrica, martelo de geólogo)	100
Martelo de Schmidt	1.200
Ensaio PLT	900
<b>Total</b>	10.600

**5**  
**CONCLUSÕES**



## 5. CONCLUSÕES

Este trabalho pretendeu salientar a importância de uma caracterização geológica, geotécnica e geomecânica na análise da compartimentação de taludes rochosos graníticos, bem como contribuir para a avaliação da sua estabilidade e, eventualmente, apoiar a definição de metodologias de estabilização estrutural.

Este estudo baseou-se na caracterização de três taludes rochosos pré-seleccionados, designados como talude da escadaria, talude do parque e talude do rio, localizados em S. Pedro da Afurada (V. N. Gaia). A metodologia utilizada na análise da estabilidade dos taludes rochosos junto à igreja de S. Pedro da Afurada permitiu, de forma relativamente expedita, a identificação e caracterização geotécnica do(s) tipo(s) de rotura predominante(s) para os três taludes em estudo e forneceu linhas orientadoras sobre as possíveis medidas de estabilização a aplicar em cada caso. Deste projecto resultaram os seguintes aspectos conclusivos:

- ✓ O refinamento das unidades geológicas locais, tendo-se incluído o granito de grão médio a fino, de duas micas, com foliação tectónica, aflorante nos três taludes na unidade do granito da Arrábida (COBA, 1994), tomando a designação, neste trabalho, como “granito da Arrábida e da Afurada”;
- ✓ A análise dos dados do grau de alteração permitiu constatar que o material-rocha aflorante nos três taludes é pouco alterado ( $W_2$ ) a medianamente alterado ( $W_3$ ), com grau de fracturação médio ( $F_2$  a  $F_3$ ), e resistência à compressão uniaxial média ( $S_3$ ; 55MPa) a elevada ( $S_2$ ;  $\approx 130$ -145MPa);
- ✓ O reconhecimento de uma rede de fracturação importante, com orientações ESE-WNW e NNE-SSW, com inclinações que oscilam entre  $65^\circ$  e  $85^\circ$ ;
- ✓ A aplicação da classificação geomecânica *Rock Mass Rating* (RMR) aos três taludes em estudo conduziu à classificação do maciço nas classes IV e V, sendo desta forma a rocha de má a muito má qualidade;
- ✓ De acordo com a classificação *Geological Strength Index* (GSI), o maciço dos três taludes classifica-se como de qualidade fraca, tendo em conta os valores mais favoráveis obtidos através da classificação RMR;
- ✓ Relativamente à classificação *Slope Mass Rating* (SMR), para os valores mais elevados do índice RMR, os três taludes classificam-se como razoáveis, nas classes IIIa (Escadaria e Parque) e IIIb (Rio); no entanto, para os valores mais baixos do RMR, os taludes da

escadaria e do rio são classificados como de qualidade muito má, situando-se na classe Va e Vb, respectivamente;

- ✓ De acordo com a classificação SMR, os taludes da escadaria e do rio são considerados como completamente instáveis a parcialmente estáveis, enquanto que o talude do parque se classifica como instável a parcialmente estável;
- ✓ A análise da estabilidade realizada por intermédio da projecção estereográfica com a aplicação do cone de atrito, permitiu concluir que nos taludes da escadaria e do parque as intersecções entre as duas famílias de descontinuidades poderão ser responsáveis por roturas em cunha com sentidos de escorregamento para WSW; por outro lado, no talude do rio, a família de descontinuidades com orientação ESE-WNW pode estar na origem de roturas por tombamento.

Em termos de trabalhos futuros poder-se-ão apontar os seguintes:

- ✓ O refinamento da cartografia geotécnica e o acompanhamento do comportamento dos taludes rochosos, em especial no que diz respeito à influência da água e ao efeito resultante das vibrações induzidas no maciço;
- ✓ A realização do ensaio de carga pontual (PLT) num número mais significativo de amostras, por forma a aferir de um modo mais acurado os resultados obtidos pelo esclerómetro portátil e, desta forma, aprofundar o conhecimento geomecânico do maciço;
- ✓ O desenvolvimento de uma análise geoestatística dos dados geológico-geomecânicos mais robusta;
- ✓ A modelação geomecânica dos três taludes, com o intuito de verificar a estabilidade estrutural e a segurança, assim como para proceder ao dimensionamento estrutural de elementos de reforço, recorrendo a programas de cálculo automático específicos (*e.g.*, *Phase<sup>2</sup> 2.7*, *Swedge 5.0*, *RockFall 5.0* da *RocScience: software tools for rock and soil*);
- ✓ A definição de cenários de susceptibilidade e de vulnerabilidade aos riscos geológicos e geotécnicos materializados por mapas temáticos de avaliação de perigosidade.

**6**

**REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**



## 6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Afonso, M. J. C., 1991. Talude da Rua da Restauração (Porto): estudo geológico-geotécnico preliminar. Relatório de Estágio Profissionalizante. Faculdade de Ciências da Universidade do Porto. 60 pp. (Relatório inédito).
- Afonso M. J. C., Chaminé H. I., Trigo J. F., Pinho P. & Campos e Matos A., 1999. Estudo geológico e geotécnico de um talude de S. Romão–Lousado (Vila Nova de Famalicão, NW de Portugal). *Geologos, Revista da Universidade do Porto*, 5: 67-79.
- Afonso M. J., Chaminé H. I., Gomes A., Teixeira J., Araújo M. A., Fonseca P. E., Carvalho J. M., Marques J. M., Marques da Silva M. A. & Rocha F. T., 2004. Cartografia geológica e geomorfológica estrutural da área metropolitana do Porto: implicações na gestão dos recursos hídricos subterrâneos. *Xeográfica, Revista de Xeografía, Territorio e Medio Ambiente, Univ. de Santiago de Compostela*, 4: 101-115.
- Afonso M.J., Chaminé H.I., Carvalho J.M., Marques J.M., Gomes A., Araújo M.A., Fonseca P.E., Teixeira J., Marques da Silva M.A. & Rocha F.T., 2007. Urban groundwater resources: a case study of Porto City in north-west Portugal. In: Howard K. W. F. (Ed.), Chapter 20 - Urban Aquifer Management, *Urban Groundwater: Meeting the Challenge. Selected Papers on Hydrogeology, IAH Special Publications*. Taylor & Francis CRC Press, Volume SP8, pp. 278-294.
- Aires-Barros L., 1991. Alteração e alterabilidade de rochas. Instituto Nacional de Investigação Científica, Lisboa. 384 pp.
- Araújo J., 1992. História da Afurada pelo primeiro pároco PE. Joaquim de Araújo. Edição da Junta de freguesia de S. Pedro da Afurada com o apoio da Câmara Municipal de Vila Nova de Gaia, impressão de 1992. 167 pp.
- Araújo M. A., Gomes A. A., Chaminé H. I., Fonseca P. E., Gama Pereira L. C. & Pinto de Jesus A., 2003. Geomorfologia e geologia regional do sector de Porto–Espinho (W de Portugal): implicações morfoestruturais na cobertura sedimentar cenozóica. *Cadernos Lab. Xeol. Laxe, A Coruña*, 28: 79-105.
- ASTM – American Society for Testing and Materials, 2001. Standard test method for determination of rock hardness by rebound hammer, Designation D5873-00, ASTM Standards on disc: 04-08.
- Barton N.R., 2000. TBM tunnelling in jointed and faulted rock. Balkema, Rotterdam. 172 pp.
- Barton N., Lien R. & Lunde J., 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics*, Springer-Verlag, Vol. 6, pp. 189-236.
- Basu A. & Aydin A., 2004. A method for normalization of Schmidt hammer rebound values. technical note.
- Begonha A. & Sequeira Braga M. A., 2002. Weathering of the Oporto granite: geotechnical and physical properties. *Catena*, 49: 57-76.

- Bieniawski Z. T., 1973. Engineering classification of jointed rock masses. *Civil Engineer in South Africa*, 15: 335-344.
- Bieniawski Z.T., 1975. The point load test in geotechnical practice. *Eng. Geol.*, pp. 1-11.
- Bieniawski Z. T., 1976. Rock mass classification in rock engineering. In: *Exploration for Rock Engineering*, Proc. Symp., Cape Town, Balkema. 1: 97-106.
- Bieniawski Z.T., 1979. The geomechanics classification in rock engineering applications. In: *Proceedings of the 4th Congress Int. Soc. Rock Mech.*, Montreux, 2: 41-48.
- Bieniawski Z. T., 1984. *Rock Mechanics Design in Mining and Tunneling*. Balkema, Rotterdam, pp 55-95.
- Bieniawski Z. T., 1989. *Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering*. Interscience, John Wiley & Sons, New York, 272 pp.
- Bock H., 2006. Common ground in engineering geology, soil mechanics and rock mechanics: past, present and future. *Bull. Eng. Geol. Env.*, 65: 209-216.
- Booth B., 2000. *Using ArcGIS™ 3D Analyst*. GIS by ESRI-Environmental Systems Research Institute, Inc. 218 pp.
- Borges F. S., 2002. *Geologia Estrutural*. Faculdade de Ciências da Universidade do Porto. (policopiado).
- Borges L. & Correia A., 2003. Escorregamentos de terras e queda de blocos: o exemplo do passeio das Fontainhas (Porto). In: *Associação Portuguesa de Geólogos, Seminário "Riscos Geológicos"* 29 a 30 Setembro. pp. 35 - 46.
- Brady B.H.G. & Brown E.T., 2004. *Rock mechanics for underground mining*. 3<sup>rd</sup> Edition. Kulwer Academic Publishers, Dordrecht. 628 pp.
- Broch E. & Franklin J. A., 1972. The point load strength test. *Journal Rock Mech. Min. Sci.*, 9: 669-697.
- Brown E. T., 1991. Da teoria à prática em mecânica das rochas. *Ingenium, Revista da Ordem dos Engenheiros*, Lisboa, 48 (Ano IV): 9-29.
- Burke R., Napoleon E., Ormsby T., Groess C. & Feaster L. 2001. *Getting to Know ArcGIS Desktop: The Basics of ArcView, ArcEditor, and ArcInfo Updated for ArcGIS 9*. Getting to Know series. ESRI California. 550 pp.
- Cabral J., 1995. *Neotectónica em Portugal Continental*. Mem. Inst. Geol. Min., 31, 256 pp. (Tese de doutoramento).
- Cabral J. & Ribeiro A., 1988. *Carta Neotectónica de Portugal Continental, escala 1/1000000*. Serviços Geológicos de Portugal, Lisboa.
- Cabral J. & Ribeiro A., 1989. *Carta Neotectónica de Portugal, escala 1/1000 000*. Nota explicativa, 10 pp. Serviços Geológicos de Portugal. Lisboa.

- Campos e Matos A., Borges, L. & Correia, A. 2002. Escarpa das Fontainhas, Porto: Escorregamentos 2001. Registo histórico e estudos geológicos. 8º Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa. Sociedade Portuguesa de Geotecnia.
- Cargill J.S. & Shakoor A., 1990. Evaluation of empirical methods for measuring the uniaxial compressive strength of rock *Int J Rock Mech Min Sci & Geomech Abstr*, 53: 97-103.
- Carrington da Costa J. & Teixeira C., 1957. Notícia Explicativa da Carta Geológica de Portugal, escala 1/50.000, folha 9-C, Porto. Serviços Geológicos de Portugal. 38 pp.
- Carvalho P. A. S., 1991. Taludes de Rodovias: orientação para diagnóstico e soluções de seus problemas. Instituto de Pesquisas Tecnológicas do estado de São Paulo, publicação IPT n.º 1843. 388 pp.
- CFCFF - Committee on Fracture Characterization and Fluid Flow, 1996. Rock fractures and fluid flow: contemporary understanding and applications. National Research Council, National Academy Press, 568 pp.
- Chaminé H. I., 2000. Estratigrafia e estrutura da faixa metamórfica de Espinho–Albergaria-a-Velha (Zona de Ossa-Morena): implicações geodinâmicas. Universidade do Porto. 497 pp, 2 anexos, 3 mapas (Tese de Doutoramento).
- Chaminé H. I. & Gaspar A. F., 1995. Estudo da compartimentação de maciços rochosos pela técnica de amostragem linear. Aplicação a uma travessa da Mina de Carvão de Germunde Estudos, Notas & Trabalhos Inst. Geol. Min., Porto, 37 pp. 97-111.
- Chaminé H. I., Dias A. G., Dinis da Gama C., 2001. Estudo geológico e geomecânico do maciço granítico de Lamoso, Paços de Ferreira, NW de Portugal. *Geociências, Rev. Univ. Aveiro*, 15: pp. 79-92.
- Chaminé H. I., Gama Pereira L. C., Fonseca P. E., Noronha F. & Lemos de Sousa M. J., 2003a. Tectonoestratigrafia da faixa de cisalhamento de Porto–Albergaria-a-Velha–Coimbra–Tomar, entre as Zonas Centro-Ibérica e de Ossa-Morena (Maciço Ibérico, W de Portugal). *Cadernos Lab. Xeol. Laxe, A Coruña*, 28: 37-78.
- Chaminé H. I., Gama Pereira L. C., Fonseca P. E., Moço L. P., Fernandes J. P., Rocha F T., Flores D., Pinto de Jesus A., Gomes C., Soares de Andrade A. A. & Araújo A., 2003b. Tectonostratigraphy of middle and upper Palaeozoic black shales from the Porto–Tomar–Ferreira do Alentejo shear zone (W Portugal): new perspectives on the Iberian Massif. *Geobios*, 36, 6: 649-663.
- COBA – Consultores de Engenharia e Ambiente, S.A., 1994. Carta Geotécnica do Porto. COBA/FCUP/CMP.
- COBA – Consultores de Engenharia e Ambiente, S.A., 2003. Carta Geotécnica do Porto. 2ª edição. COBA/FCUP/CMP, 230 pp. + anexos.
- Davis G. H. & Reynolds S. J., 1996. Structural geology of rocks and regions. second edition. John Wiley & Sons, New York. 776 pp.

- Deere D. U., Hendron A. J., Patton F. D. & Cordin E., 1967. Design of surface and near-surface construction rock, American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers, Failure and Breakage of Rock. 8<sup>th</sup> U.S. Symp. on Rock Mech., Minneapolis, Minnesota, pp. 237–302.
- Dinis da Gama C., 1991. Qualidade e patologia de obras geotécnicas. 4<sup>o</sup> Congresso Nacional de Geotecnia, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Lisboa, 3: 1-20.
- Dinis da Gama C., 1995. Aspectos geotécnicos y de fracturación en la explotación de Canteras. In: López Jimeno, C. (Ed.). Cap. 10 del Manual de Rocas Ornamentales. Entorno Gráfico. S.L., Madrid, pp. 231-246.
- Ferrer M. & González de Vallejo L., 1999, Manual de campo para la descripción y caracterización de macizos rocosos en afloramientos. Publicaciones ITGE, Madrid. 81 pp., 41 fotografías.
- Gomes A., Chaminé H. I., Teixeira J., Fonseca P. E., Gama Pereira L. C., Pinto de Jesus A., Pérez Albertí A., Araújo M.A., Coelho A., Soares de Andrade A. & Rocha F. T., 2007. Late Cenozoic basin opening in relation to major strike-slip faulting along the Porto-Coimbra-Tomar fault zone (northern Portugal). In: Gary Nichols, Ed Williams & Chris Paola (Eds.), Sedimentary Processes, Environments and Basins: a tribute to Peter Friend. Special Publications of the International Association Sedimentologists (IAS), Blackwell Publishing. 38: 137-153.
- Goodman R. E. & Bray J., 1976. Toppling of rock slopes. ASCE, Proc. Specialty Conf. on Rock Eng. for Foundations and Slopes, Boulder, CO, 2, 201–234.
- Grossmann N. F., 1996. Acerca dos limites de confiança dos parâmetros das famílias de diaclases. Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, n.º 76.
- GSE - Geological Society Engineering Group Working Party Report, 1995. The description and classification of weathered rocks for engineering purposes. Quarterly Journal of Engineering Geology, Geological Society, 28 (3): 207-242.
- Guidicini G. & Nieble C. M., 2003. Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação, 2<sup>a</sup> edição revista e ampliada. Editora Edgard Blücher LTDA, São Paulo. 194 pp.
- Gunsallus K. L. & Kullhawy F.N., 1984. A comparative evaluation of rock strength measures. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr, 21: 233-248.
- Hoek E., 1994. Strength of rock and rock masses, ISRM News Journal, 2 (2): 4-16.
- Hoek E., 2007. Practical rock engineering. RocScience: Hoek's Corner, 342 pp.
- Hoek, E. & Brown, E. T. 1980a. Underground excavations in rock. Institute Mining and Metallurgy, London, 243 pp.
- Hoek, E. & Brown, E.T. 1980b. Empirical strength criterion for rock masses. J. Geotech. Eng Div., ASCE 106(GT9), pp. 1013-1035.
- Hoek E. & Bray J., 1981. Rock Slope Engineering, Third edition. Inst. Mining and Metallurgy, London, UK.

- Hoek E., 1990. Estimating Mohr-Coulomb friction and cohesion values from the Hoek-Brown failure criterion. *Int. J. Rock Mech. & Mining Sci. & Geomechanics Abstracts*. 12 (3): 227-229.
- Hoek E., Carranza-Torres C. & Corkum B., 2002. Hoek-Brown Failure Criterion – 2002 Edition. 5th North American Rock Mechanics Symposium and 17th Tunnelling Association of Canada Conference: NARMS-TAC, 2002, pp. 267-271.
- Hudson J.A. & Priest S.D., 1983. Discontinuity frequency in rock masses. *Int. J. Rock Mech. Min.Sci. & Geomech. Abstr.* 20, 73 - 89.
- ISRM - International Society for Rock Mechanics, 1978. Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geom. Abstr.*, 15 (6): 319-368.
- ISRM - International Society for Rock Mechanics, 1981. Basic geotechnical description of rock masses. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geom. Abstr.*, 18: 85-110.
- ISRM – International Society for Rock mechanics, 1985. Suggested Method for determining point load strength. ISRM Commission on Testing Methods, Working Group on Revision of the Point Load Test Method. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 22: 51-60.
- ISRM - International Society for Rock Mechanics, 1987. Suggested methods for determining hardness and abrasiveness of rocks. *Int J Rock Mech Min Sci & Geomech Abstr.*, 15: pp. 89-97.
- ISRM – International Society for Rock Mechanics, 2007. The complete ISRM suggested methods for characterization, testing and monitoring: 1974-2006. In: Ulusay, R. & Hudson, J.A. (eds.), suggested methods prepared by the Commission on Testing Methods, ISRM. Ankara, Turkey. 628 pp.
- ITGE – Instituto Tecnológico GeoMinero de Espanã , 1987. Manual de Ingeniería de Taludes, Série: Ingeniería GeoAmbiental. Ministerio de Industria, Comercio e Turismo – Secretaría General de la Energía y Recursos Minerales - Madrid. 456 pp.
- John K., 1968. Graphical Stability analysis of slopes in jointed rock. *Proceedings ASCE*, 94, n.º SM2.
- Kahraman S., 2001. Evaluation of simple methods for assessing the uniaxial compressive strength of rock. *Int J Rock Mech Min. Sci.*, 38: pp. 981–94.
- Kahraman S., Fener M. & Gunaydin O., 2002. Predicting the Schmidt hammer values of in-situ intact rock from core sample values. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 39: 395-399.
- Katza O.; Rechesa, Z. & Roegiersc J.-C., 2000. Evaluation of mechanical rock properties using a Schmidt Hammer *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 37: 723-728.
- Kullberg M. C., Silva J. B., 1981. Apontamentos sobre o uso da projecção estereográfica em geologia estrutural. Associação de estudantes da Faculdade de Ciências de Lisboa. 35pp.
- Lisle R. J., Leyshon P. R., 2004. Stereographic projection techniques for geologists and civil engineers. Second Edition, Cambridge University Press. 112 pp.

- Marinos P. & Hoek E., 2000. GSI: a geologically friendly tool for rock mass strength estimation. In: Proceedings of the GeoEng2000 at the international conference on geotechnical and geological engineering, Melbourne, Technomic publishers, Lancaster, pp. 1422–1446.
- Marinos V., Marinos P. & Hoek E., 2005. The geological strength index: applications and limitations. Bull. Eng. Geol. Env., 64, 1: 55-65.
- Martins R., Moreira P., Santos P., Neto E., Pereira A. M., Teixeira J., Vieira A. & Chaminé H. I., 2006. A técnica de amostragem linear aplicada a estudos de compartimentação de maciços rochosos no norte de Portugal. In: Actas do 10<sup>o</sup> Congresso Nacional de Geotecnia. Sociedade Portuguesa de Geotecnia / Univ. Nova de Lisboa, Maio de 2006. Volume 1, pp. 255-264.
- Mello Mendes, F., 1967-68. Mecânica das rochas. Instituto Superior Técnico, Lisboa, 541 pp.
- Miranda T., Correia A. G., Sousa Ribeiro & L., 2006. Determinação de parâmetros geomecânicos em formações rochosas e maciços heterogéneos. Revista Engenharia Civil, UM, 25: 17-40.
- Monteiro R. I. M. R., 2006. Relatório de Estágio Profissional (1<sup>o</sup> trimestre): Remodelação do Nó da Arrábida. Município de Vila Nova de Gaia. 39 pp.
- Müller L., 1963. Der Felsbau. Enke, Stuttgart, vol 1. 624 pp.
- Neves, J. M. P., 1999. Geomorfologia e geotecnia da zona das Fontainhas (Porto): uma contribuição para o seu ordenamento. Departamento de Ciências da Terra. Universidade do Minho. 114 pp. + Vol. Anexos. (Tese de Mestrado).
- Neves J. M. P., 2002. Classificação geomecânica e análise preliminar da estabilidade de taludes rochosos na zona das Fontainhas. 8<sup>o</sup> Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa. Sociedade Portuguesa de Geotecnia, pp. 255-264.
- Oliveira J.T., Pereira E., Ramalho M., Telles Antunes M., Monteiro J.H., 1992. Carta Geológica de Portugal, escala 1/500000, 5<sup>a</sup> edição. Serviços Geológicos de Portugal, Lisboa. (2 folhas).
- Palmström A., 1995. RMI: a rock mass characterization system for rock engineering purposes. University of Oslo, 400 pp. (tese de doutoramento).
- Peacock D.C.P., Harris S.D. & Mauldon M., 2003. The use of data from curved scanlines and boreholes to predict fracture frequencies and to define differently fractured areas. Journal of Structural Geology 25, 109–119.
- Pereira J., 1985. Caracterização geotécnica de maciços rochosos. Universidade Nova de Lisboa. 404 pp. (tese de mestrado).
- Pereira E., Ribeiro A., Carvalho G. S., Noronha F., Ferreira N. & Monteiro J. H., 1989. Carta Geológica de Portugal, escala 1/200 000, Folha 1. Serviços Geológicos de Portugal. Lisboa.
- Phillips F. C., 1971. The use of stereographic projection in structural geology. 3<sup>rd</sup> edition, Arnold, 90 pp.

- Priest S. D., 1980. The use of inclined hemisphere projection methods for the determination of kinematic feasibility, slide direction and volume of rock blocks. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 17(1): 1–23.
- Priest S. D., 1985. *Hemispherical Projection Method in Rock Mechanics*. Allen & Unwin: London.
- Priest S. D., 1993. *Discontinuity analysis for rock engineering*. Chapman and Hall, London. 473 pp.
- Priest S. D. & Hudson J. A., 1981. Estimation of discontinuity spacing and trace length using scanline surveys *Int. Journ. Rock Mech. Min. Sci. & Geom. Abstr.*, 18: pp. 183-197.
- Ribeiro A., Kullberg M.C., Kullberg J.C., Manuppella G. & Phipps S. 1990. A review of Alpine tectonics in Portugal: foreland detachment in basement and cover rocks. *Tectonophysics*, 184: 357-366.
- Ribeiro A., Munhá J., Dias R., Mateus A., Pereira E., Ribeiro L., Fonseca P.E., Araújo A., Oliveira J.T., Romão J., Chaminé H.I., Coke C. & Pedro J., 2007. Geodynamic evolution of the SW Europe Variscides. *Tectonics*, 26, TC6009, 24 pp.
- Rocha M., 1971. A mecânica das rochas. *Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia*, pp. 7-27.
- Rocha M., 1981. *Mecânica das rochas*. LNEC, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 445 pp.
- Romana M., 1985. New adjustment ratings for application of Bieniawski classification to slopes. In: *International Symposium on the role of rock mechanics*. ISRM pp. 49-53.
- Romana M., 1993. A geomechanics classification for slopes: Slope Mass Rating (In *Comprehensive Rock Engineering*. Ed. J. Hudson, Vol. 3), First Edition. Pergamon, Oxford. 45pp.
- Romana M., 1995. The geomechanics classification SMR for slope correction. In: Fujii (ed.). *Proceedings 8th International ISRM Congress*.
- Romana M., 1997. El papel de las clasificaciones geomecánicas en el estudio de la estabilidad de taludes. In: Alonso et al. (eds.), *IV Simposio nacional sobre taludes y laderas inestables*, Granada, vol. III, pp. 955–1011.
- Romana M., Serón J.B. & Montalar E, 2001. La clasificación geomecánica SMR. Aplicación experiencias y validación". *V Simposio Nacional de Taludes y Laderas Inestables*. Madrid, pp. 393-404.
- Romana M., Serón J.B., Montalar E., 2003. SMR Geomechanics classification: Application, experience and validation. *ISRM 2003*, pp. 1-4.
- Santos F. J. T., 1999/2000. As pescas em Portugal Continental: o caso da Afurada. *Revista da Faculdade de Letras, Geografia*, 15/16 (I série): 49-61
- Schmidt E., 1951. A non-destructive concrete tester *Concrete*, 59 (8): 34-5.
- Selby M.J., 1980. A rock mass strength classification for geomorphic purposes with tests from Antarctica and New Zealand. *Zeitschrift für Geomorphologie*, 24 (1):31–51.

- Simões Cortez J. A., 2004. Da pressão dos terrenos à geomecânica: evolução do conhecimento dos maciços rochosos. Lição Manuel Rocha. Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Lisboa. (inédito).
- Talobre J., 1957. La Mécanique des Roches. Dunod, Paris.
- TecnoGeo – Tecnologia em Geotecnia, 2008 (inédito).
- Terzaghi K., 1965. Sources of errors in joint surveys. *Geotechnique*, 15: 287-304.
- Terzaghi K. & Peck R.B., 1987. *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2nd ed., McGraw Hill, New York, NY, USA, 685 pp.
- Tomás R., Cano M., Cañaveras J.C., Cuenca A., Delgado J., Estévez A. & Pina J.A., 2006. Nuevas funciones continuas para el cálculo del Slope Mass Rating (SMR): Aplicación mediante un sistema de información geográfica a los taludes rocosos de una cantera. *Revista de la Sociedad Geológica de España*, 19(1-2), pp. 87-97.
- Vallejo L. I. G., Ferrer M., Ortuño L. & Oteo C., 2002. *Ingeniería Geológica*. Prentice Hall, Madrid. 715 pp.
- Wickham G.E., Tiedemann H.R. & Skinner E.H., 1972. Support determination based on geologic predictions. In: K.S. Lane & L.A. Garfield, (eds), *Proceedings North American rapid excavation tunneling conference*, Chicago. Soc. Min. Engrs, Am. Inst. Min. Metall. Petroleum Engen. pp. 43-64.
- Wyllie D.C. & Mah C. W., 2004. *Rock Slope Engineering: Civil and Mining*, 4<sup>th</sup> Edition. Spon Press, London and New York. 431 pp.
- Zuquette L. V. & Gandolfi N., 2004. *Cartografia geotécnica*. Oficina de textos, Brasil, 189 pp.

***Sítios principais da Internet consultados***

*<http://www.stmr.es>*

*<http://www.proceq.com>*

*<http://maps.google.com/>*

*<http://maps.live.com/>*

## ÍNDICE

<b>1. INTRODUÇÃO GERAL.....</b>	<b>3</b>
1.1. ENQUADRAMENTO .....	3
<b>2. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA DE MACIÇOS ROCHOSOS.....</b>	<b>9</b>
2.1. GENERALIDADES .....	9
2.2. FASES DO ESTUDO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO .....	10
2.3. DESCONTINUIDADES: NOÇÃO, TIPOS E GÉNESE.....	11
2.4. CARACTERIZAÇÃO E COMPARTIMENTAÇÃO DO MACIÇO ROCHOSO .....	16
2.4.1. <i>Metodologia e sistemática</i> .....	16
2.4.2. <i>Reconhecimento geológico</i> .....	17
2.4.3. <i>Cartografia das superfícies expostas do maciço</i> .....	17
2.4.4. <i>Parâmetros geológico-geotécnicos das descontinuidades</i> .....	18
2.4.4.1. Atitude geológica (direcção/inclinação).....	20
2.4.4.2. Grau de fracturação .....	20
2.4.4.3. Continuidade ou persistência.....	22
2.4.4.4. Rugosidade .....	22
2.4.4.5. Resistência das paredes das descontinuidades .....	24
2.4.4.6. Abertura .....	26
2.4.4.7. Enchimento .....	27
2.4.4.8. Grau de alteração .....	28
2.4.4.9. Percolação de água .....	29
2.4.5. <i>Técnica de amostragem linear aplicada a superfícies de descontinuidades</i> .....	29
2.4.5.1. Traços gerais da técnica .....	29
2.4.6. <i>Tratamento estatístico das descontinuidades</i> .....	32
2.4.7. <i>2.4.7. Técnicas in situ</i> .....	35
2.4.7.1. 2.4.7.1. Esclerómetro portátil .....	35
2.4.8. <i>Técnicas laboratoriais</i> .....	39
2.4.8.1. Ensaio de carga pontual <i>Point Load Test</i> (PLT) .....	39
2.4.9. <i>Zonamento geotécnico</i> .....	46
<b>3. METODOLOGIAS PARA A CARACTERIZAÇÃO GEOMECÂNICA DE TALUDES ROCHOSOS.....</b>	<b>49</b>
3.1. INTRODUÇÃO .....	49

3.2.	TALUDES .....	50
3.2.1.	<i>Noção</i> .....	50
3.2.2.	<i>Factores influentes na análise da estabilidade</i> .....	50
3.2.3.	<i>Tipos de rotura</i> .....	53
3.2.4.	<i>Análise de estabilidade</i> .....	55
3.3.	CLASSIFICAÇÕES GEOMECÂNICAS .....	62
3.3.1.	<i>Generalidades</i> .....	62
3.3.2.	<i>Rock Mass Rating (RMR)</i> .....	65
3.3.3.	<i>Slope Mass Rating (SMR)</i> .....	68
3.3.4.	<i>Geological Strength Index (GSI)</i> .....	72
<b>4.</b>	<b>ESTUDO GEOLÓGICO-GEOMECÂNICO DE TALUDES NA FREGUESIA DE S. PEDRO DA AFURADA (VILA NOVA DE GAIA)</b> .....	<b>79</b>
4.1.	LOCALIZAÇÃO .....	79
4.2.	BREVE NOTA HISTÓRICA SOBRE S. PEDRO DA AFURADA .....	79
4.3.	ENQUADRAMENTO GEOTECTÓNICO E GEOMORFOLÓGICO REGIONAL .....	82
4.4.	GEOLOGIA E GEOTECNIA DOS TALUDES ROCHOSOS .....	86
4.4.1.	<i>Localização dos taludes</i> .....	86
4.4.2.	<i>Materiais e métodos</i> .....	88
4.4.3.	<i>Breve historial da queda de blocos dos taludes</i> .....	89
4.4.4.	<i>Características gerais dos taludes</i> .....	92
4.4.5.	<i>Parâmetros geológico-geotécnicos: apresentação e caracterização dos dados</i> .....	96
4.4.5.1.	Análise global dos taludes .....	96
4.4.5.2.	Análise individual dos taludes .....	103
4.5.	APLICAÇÃO DAS CLASSIFICAÇÕES GEOMECÂNICAS .....	123
4.6.	ANÁLISE DE ESTABILIDADE .....	129
4.7.	ESTABILIZAÇÃO ESTRUTURAL DOS TALUDES: ABORDAGEM MUITO PRELIMINAR .....	134
4.8.	ESTIMATIVA DE CUSTOS DO ESTUDO DO PROJECTO: ABORDAGEM PRELIMINAR .....	135
<b>5.</b>	<b>CONCLUSÕES</b> .....	<b>139</b>
<b>6.</b>	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	<b>143</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Diaclases num batólito granítico .....	12
Figura 2 - Anatomia de uma zona de falha.....	14
Figura 3 – Rejeito de uma falha.....	15
Figura 4 – Tipos de falhas .....	15
Figura 5 - Representação esquemática das propriedades geológico-geotécnicas das discontinuidades. ....	19
Figura 6 - Atitude geológica de uma discontinuidade.....	20
Figura 7- Perfis de rugosidade.....	24
Figura 8 – Ilustrações relativas à abertura das discontinuidades.....	26
Figura 9 - Equipamento de campo básico para o levantamento pela técnica de amostragem linear .....	30
Figura 11 – Diagrama de rosetas .....	32
Figura 12 - Representação de círculos maiores. ....	33
Figura 13 – Redes de projecção: A - igual ângulo (Wulff); B - igual área (Schmidt-Lambert).....	34
Figura 14 – Representação estereográfica de um plano com atitude N50ºE; 40ºSW .....	34
Figura 15 – Exemplo de um estereograma .....	35
Figura 16 – Exemplo de um <i>Martelo de Schmidt</i> .....	36
Figura 17 - Princípio de funcionamento do <i>Martelo de Schmidt</i> .....	36
Figura 18 – Ábaco de Miller, para o cálculo da resistência à compressão simples a partir do <i>Martelo de Schmidt</i> .....	37
Figura 20 – Equipamento para executar o ensaio de carga pontual, <i>Point Load Test</i> .....	39
Figura 21 - Orientações do ensaio: (a) ensaio segundo o diâmetro, (b) ensaio segundo o eixo principal, (c) ensaio sobre um bloco sem irregularidades, e (d) ensaio sobre um bloco com superfícies irregulares.....	40
Figura 22 - Roturas típicas para ensaios válidos e inválidos (ISRM, 1985, 2007).....	41
Figura 23 – Gráfico utilizado para o cálculo de $I_{s(50)}$ .....	42
Figura 24 – Gráfico utilizado para a correcção do diâmetro.....	43
Figura 25 – Gráfico para a conversão de $I_{s(50)}$ em resistência à compressão uniaxial.....	44
Figura 27 – Representação esquemática de taludes .....	50
Figura 28 – Correlação entre a tensão de cisalhamento necessária para produzir escorregamento ao longo da discontinuidade e a tensão normal, que actua ao longo da mesma.....	52
Figura 29 – Relação entre resistência ao cisalhamento e tensão normal aplicada, em discontinuidades com diferentes espessuras de materiais de preenchimento.....	53

Figura 30 - Rotura planar .....	54
Figura 31 - Rotura em cunha devido à intersecção de duas descontinuidades.....	54
Figura 32 - Rotura por tombamento. ....	55
Figura 33 – Forças actuantes sobre uma superfície de rotura num talude.....	57
Figura 34 - Esquema da actuação das forças sobre uma superfície de deslizamento plana .....	58
Figura 35 - Ábacos de Hoek & Bray (1981) para o cálculo do coeficiente de segurança de uma cunha.....	60
Figura 36 – Círculo de atrito em torno da tensão normal, no caso de não existir coesão.....	61
Figura 37 – Círculo de atrito em torno da tensão normal, no caso de existir coesão.....	61
Figura 38 – Determinação do valor do GSI segundo Hoek (2007). ....	75
Figura 39 – Localização da freguesia de S. Pedro da Afurada. ....	79
Figura 40 – Vista parcial de S. Pedro da Afurada nos anos 80, do séc. XX. ....	80
Figura 41 – Localização actual da Rua Alves Correia. ....	81
Figura 42 – Esboço geotectónico regional da faixa metamórfica de Espinho–Albergaria-a-Velha, no sector entre a cidade de V. N. Gaia e Aveiro. ....	82
Figura 43 – Esboço geológico regional da área a Sul da Foz do Douro. ....	83
Figura 44 – Modelo digital de terreno da área a Sul da Foz do Douro. ....	84
Figura 45 – Esboço de declives da área a Sul da Foz do Douro.....	85
Figura 46 – Vista aérea dos três taludes em estudo. ....	86
Figura 47 – Localização dos taludes em estudo. ....	86
Figura 48 – Vistas gerais dos três taludes em estudo. ....	87
Figura 49 - Fotos do talude escadaria (Setembro de 2007), para ilustrar a exposição referida.....	90
Figura 50 – Aspectos do talude da escadaria e dos blocos resultantes da queda de Agosto de 2008. ....	91
Figura 51 – Pormenor do local do talude do qual se destacaram os blocos resultantes da queda de Agosto de 2008.....	91
Figura 52 – Dimensões dos principais blocos resultantes da queda.....	91
Figura 53 – Esboço geológico local da povoação da Afurada e área envolvente.....	92
Figura 54 – Estado da vegetação no Talude da Escadaria (esquerda) e no Talude do Parque (direita). ....	93
Figura 55 – Estado da vegetação no Talude do Rio.....	94
Figura 56 – Fonte do Preto, junto à Rua da Praia, Afurada.....	94
Figura 57 – “Fonte do Cavalo” (esquerda) e “Fonte da Creche” (direita). ....	95
Figura 58– “Nascente do Parque” .....	95

Figura 59 – O estado do grau de alteração para os três taludes em estudo. ....	96
Figura 60 – Tipos de descontinuidades nos três taludes em estudo. ....	97
Figura 61 – Diagramas geológico-estruturais para a análise dos três taludes. ....	97
Figura 62 – Diagramas geológico-estruturais relativos às falhas para a análise dos três taludes. ....	98
Figura 63 – Abertura das descontinuidades nos três taludes. ....	98
Figura 64 – Espaçamento das descontinuidades nos três taludes. ....	99
Figura 65 – Continuidade das descontinuidades nos três taludes. ....	99
Figura 66 – Terminação das descontinuidades nos três taludes. ....	100
Figura 67 – Curvatura das descontinuidades nos três taludes. ....	100
Figura 68 – Rugosidade das descontinuidades nos três taludes. ....	101
Figura 69 – Enchimento das descontinuidades nos três taludes. ....	101
Figura 70 – Presença de água das descontinuidades nos três taludes. ....	102
Figura 71 – Classes de resistência à compressão uniaxial para os três taludes. ....	102
Figura 72 – Grau de alteração para o talude escadaria. ....	103
Figura 73 – Diagramas estruturais para a análise do talude escadaria. ....	104
Figura 74 – Abertura das descontinuidades para o talude escadaria. ....	104
Figura 75 – Espaçamento das descontinuidades para o talude escadaria. ....	105
Figura 76 – Continuidade das descontinuidades para o talude escadaria. ....	105
Figura 77 – Terminação das descontinuidades para o talude escadaria. ....	106
Figura 78 – Curvatura das descontinuidades para o talude escadaria. ....	106
Figura 79 – Rugosidade das descontinuidades para o talude escadaria. ....	107
Figura 80 – Enchimento das descontinuidades para o talude escadaria. ....	107
Figura 81 – Classes de resistência à compressão simples das descontinuidades para o talude escadaria. ....	108
Figura 82 – Resistência à compressão uniaxial do material-rocha através do ensaio PLT para o talude escadaria. ....	108
Figura 83 – Grau de alteração para o talude parque. ....	109
Figura 84 – Tipos de descontinuidades para o talude parque. ....	110
Figura 85 – Diagramas estruturais para a análise do talude parque. ....	110
Figura 86 – Abertura das descontinuidades para o talude parque. ....	111
Figura 87 – Espaçamento das descontinuidades para o talude parque. ....	111
Figura 88 – Continuidade das descontinuidades para o talude parque. ....	112

Figura 89 – Terminação das descontinuidades para o talude parque. ....	112
Figura 90 – Curvatura das descontinuidades para o talude parque. ....	113
Figura 91 – Rugosidade das descontinuidades para o talude parque. ....	113
Figura 92 – Classes de resistência à compressão uniaxial para o talude parque. ....	114
Figura 93 – Resistência à compressão uniaxial do material-rocha através do ensaio PLT para o talude parque. ....	114
Figura 94 – Grau de alteração para o talude rio. ....	115
Figura 95 – Tipos de descontinuidades para o talude rio. ....	116
Figura 96 – Diagramas estruturais para a análise do talude rio. ....	116
Figura 97 – Abertura das descontinuidades para o talude rio. ....	117
Figura 98 – Espaçamento das descontinuidades para o talude rio. ....	117
Figura 99 – Continuidade das descontinuidades para o talude rio. ....	118
Figura 100 – Terminação das descontinuidades para o talude rio. ....	118
Figura 101 – Curvatura das descontinuidades para o talude rio. ....	119
Figura 102 – Rugosidade das descontinuidades para o talude rio. ....	119
Figura 103 – Enchimento das descontinuidades para o talude rio. ....	120
Figura 104 – Presença de água das descontinuidades para o talude rio. ....	120
Figura 105 – Classes de resistência à compressão simples das descontinuidades para o talude rio. ....	121
Figura 106 – Resistência à compressão uniaxial do material-rocha através do ensaio PLT para o talude rio. ....	121
Figura 107 - síntese do grau de compartimentação dos taludes graníticos da Afurada (consultar em A3). ....	122
Figura 108 – Aplicação da classificação RMR ao talude da escadaria. ....	124
Figura 109 – Aplicação da classificação RMR ao talude do parque. ....	125
Figura 110 – Aplicação da classificação RMR ao talude do rio. ....	126
Figura 111 – Análise da estabilidade para o talude da escadaria. ....	130
Figura 112 – Análise da estabilidade para o talude do parque. ....	131
Figura 113 – Análise da estabilidade para o talude do rio. ....	132
Figura 114 – Síntese da análise da estabilidade estrutural dos taludes da Afurada (consultar A3). ....	133

## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 - Classificação das descontinuidades quanto ao tipo, sistemáticas ou singulares.....	11
Quadro 2 - Classificação de um maciço rochoso quanto ao número de famílias de descontinuidades .....	19
Quadro 3 - Terminologia para caracterizar os maciços em função do espaçamento das descontinuidades segundo a ISRM (1978, 1981). .....	21
Quadro 4 - Descrição da continuidade das descontinuidades (ISRM, 1981).....	22
Quadro 5 - Classificação da rugosidade das descontinuidades. ....	23
Quadro 6 - Terminologia para caracterização do estado de resistência .....	25
Quadro 7 - Descrição do grau de alteração meteórica.....	25
Quadro 8 - Abertura das descontinuidades .....	27
Quadro 9 - Graus de alteração propostos pela ISRM (1981) e GSE (1995). ....	28
Quadro 10 - Classificação do maciço com base na resistência à compressão simples (ISRM, 1978, 1981). ....	37
Quadro 11 - Classificação geomecânica RMR.....	67
Quadro 12 – Método de escavação e tipo de suporte a utilizar em túneis e galerias .....	68
Quadro 13 - Classes de estabilidade segundo o SMR .....	70
Quadro 14 – Rotura planar provável de acordo com o SMR .....	70
Quadro 15 – Rotura provável em cunha de acordo com o SMR.....	70
Quadro 16 – Rotura provável por tombamento de acordo com o SMR. ....	71
Quadro 17 – Rotura provável em massa de acordo com o SMR.....	71
Quadro 18 – Métodos de suporte sugeridos de acordo com o SMR. ....	71
Quadro 19 – Estimativa dos valores de $m_f$ .....	73
Quadro 20 – Classes do maciço rochoso determinadas a partir do GSI.....	75
Quadro 21– Síntese das principais características dos taludes em estudo.....	93
Quadro 22 – Resumo dos principais parâmetros geológico-geotécnicos e geomecânicos dos três taludes. ....	123
Quadro 23 – Aplicação da classificação GSI aos três taludes em estudo. ....	127
Quadro 24 - Resumo dos valores obtidos na classificação SMR para o talude da escadaria. ....	127
Quadro 25 - Resumo dos valores obtidos na classificação SMR para o talude do parque. ....	128
Quadro 26 - Resumo dos valores obtidos na classificação SMR para o talude do rio.....	128
Quadro 27 – As fases constituintes do trabalho e respectivos custos (s/ IVA, €) associados ao Projecto. ....	136
Quadro 28 – Custos dos equipamentos associados ao projecto.....	136



