

SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE ENSAIOS DE CORTE E DESLIZAMENTO EM JUNTAS ROCHOSAS

Ricardo Daniel Gomes Vieira Coutinho

Relatório de Dissertação submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor José Eduardo Tavares Quintanilha de Menezes

FEVEREIRO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a Mestrado Integrado em Engenharia Civil – 2008/2009 – Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus Pais

A curiosidade é mais importante do que o conhecimento

Albert Einstein

AGRADECIMENTOS

Deseja o autor expressar os seus sinceros agradecimentos a todas as pessoas que contribuíram para a elaboração deste trabalho, em especial:

- Ao Professor Doutor José Eduardo Tavares Quintanilha de Menezes, orientador deste trabalho, pelo interesse e disponibilidade demonstrada no acompanhamento do mesmo;
- A todos os colegas e amigos, com particular destaque para a Estela Sousa, o Philippe Contente e o Tiago Sacadura, pela ajuda e disponibilidade permanente;
- À minha prima Irene pela prontidão com que se disponibilizou a ajudar;
- Ao Professor Doutor Manuel Matos Fernandes pelas excelentes condições de trabalho disponibilizadas aos alunos de Geotecnia;
- Aos meus pais, irmã e toda a família que, directa ou indirectamente, apoiaram e tornaram possível a realização deste trabalho.

RESUMO

Pretende-se com o presente trabalho efectuar a simulação numérica de ensaios de corte e deslizamento em superfícies de juntas rochosas de modo a poder caracterizar-se o seu comportamento mecânico sob tensão normal constante.

Considerando os parâmetros resistentes mais correntes do granito, material rochoso considerado no trabalho, e utilizando-se alguns dos perfis tipo de discontinuidades propostos por Barton *et al.*, efectuou-se, com recurso ao software Phase2, que utiliza o Método dos Elementos Finitos, uma simulação numérica dos ensaios de corte e deslizamento.

Foram simulados numericamente ensaios de corte para perfis de Barton caracterizados por JRC's (coeficientes de rugosidade) de 11, 13, 15, 17 e 19, a diferentes tensões normais constantes na superfície da junta, nomeadamente, 0,625, 1,25, 2,5, 3,75 e 5MPa.

Os resultados obtidos foram comprovados e validados por comparação com os valores das resistências máximas ao corte de superfícies de discontinuidades, calculados de acordo com o critério de rotura de Barton e Choubey (1977) e Barton e Bandis (1990). De facto o critério de resistência ao corte de Barton é o que melhor traduz o comportamento mecânico real das superfícies rochosas, visto que contabiliza de forma directa a rugosidade das juntas e indirectamente o seu grau de alteração através da resistência à compressão, que são parâmetros fundamentais que determinam o respectivo comportamento.

A simulação numérica de ensaios de corte e deslizamento em juntas rochosas pode tornar-se uma ferramenta bastante útil na previsão do seu comportamento resistente e deformacional. Futuras investigações e desenvolvimentos no assunto poderão levar ao acompanhamento e suporte numérico dos ensaios realizados em laboratório e à simulação de ensaios realizados nas condições *in situ* para a avaliação da resistência ao corte, atendendo a que se tratam de ensaios bastante onerosos e trabalhosos.

PALAVRAS-CHAVE: Juntas Rochosas, Ensaios de Corte e Deslizamento, Simulação Numérica, Critério de Barton.

ABSTRACT

This piece of work intends to make the numerical simulation of shear and sliding tests of rock joints, in order to characterize its mechanical behaviour under normal constant stress.

Considering the most common strength parameters of granite, the rock material considered in this study, and some of the typical discontinuity profiles suggested by Barton *et al.*, the numerical simulation of the shear and sliding tests was made using software Phase 2, that uses the Finite Elements Method.

Shear tests were numerically simulated for Barton's profiles designated JRC's (Roughness Coefficients) of 11, 13, 15, 17 and 19, to different normal constant stresses on the surface of the joint, namely 0.625, 1.25, 2.5, 3.75, and 5 MPa.

The attained results were confirmed and validated by the comparison of the maximum shear strength values of discontinuity surfaces, calculated accordingly to the rupture criterion of Barton and Choubey (1977) and Barton and Brandis (1990). In fact, Barton's criteria for shear strength is the one that represents best the real mechanical behaviour of rock joints because it attends, directly, to the roughness of the joints and, indirectly, its degree of alteration through compression strength, which are essential parameters to determinate its respective behaviour.

The numerical simulation of shear and sliding tests in rock joints may become a rather useful tool to the prediction of its resistant and deformational behaviour. Future investigations and developments on this matter may lead to the checking and numerical support of the tests carried out in laboratories and in tests performed *in situ* for the evaluation of shear resistance, considering that these experiments are quite expensive and laborious.

KEYWORDS: Rock Joints, Shear and Sliding Tests, Numerical Simulation, Barton's Criterion.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
ÍNDICE GERAL	VII
ÍNDICE DE FIGURAS	XI
ÍNDICE DE TABELAS	XVII
SÍMBOLOS E ABREVIATURAS	XIX

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ASPECTOS GERAIS	1
1.2. OBJECTIVOS DA TESE	2
1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE	2

2. DESCONTINUIDADES	5
2.1. ASPECTOS GERAIS	5
2.2. CARACTERÍSTICAS DAS DESCONTINUIDADES	7
2.2.1. ORIENTAÇÃO	8
2.2.2. ESPAÇAMENTO	9
2.2.3. PERSISTÊNCIA	10
2.2.4. RUGOSIDADE	10
2.2.5. RESISTÊNCIA DA PAREDE	12
2.2.6. ABERTURA	13
2.2.7. PREENCHIMENTO	14
2.2.8. CONDIÇÕES DE FLUXO	14
2.2.9. NÚMERO DE FAMÍLIAS	15
2.2.10. TAMANHO DO BLOCO	16

3. RESISTÊNCIA DE MACIÇOS ROCHOSOS	19
3.1. ASPECTOS GERAIS	19
3.2. RESISTÊNCIA DO MACIÇO ROCHOSO	20
3.2.1. CRITÉRIO DE ROTURA DE MOHR-COULOMB	21
3.2.2. CRITÉRIO DE ROTURA DE HOEK-BROWN	23
3.2.2.1. Determinação das constantes m_i , m , s e a	26
3.2.2.2. Obtenção dos parâmetros resistentes do maciço, c e ϕ	30
3.3. CLASSIFICAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DOS MACIÇOS ROCHOSOS	30
3.3.1. CLASSIFICAÇÃO DE BIELEWSKI – ÍNDICE RMR	31
3.3.2. CLASSIFICAÇÃO DE BARTON ET AL. (SISTEMA Q)	34
3.3.3. CLASSIFICAÇÃO GSI (“GEOLOGICAL STRENGTH INDEX”)	37
3.3.4. DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE A PARTIR DAS CLASSIFICAÇÕES GEOMECÂNICAS	39

3.3.5. CORRELAÇÕES ENTRE AS CLASSIFICAÇÕES GEOMECÂNICAS	39
3.4. RESISTÊNCIA DAS DESCONTINUIDADES	40
3.4.1. CRITÉRIO DE MOHR-COULOMB	42
3.4.2. CRITÉRIO DE PATTON	43
3.4.3. CRITÉRIO DE BARTON E CHOUBEY	45
3.4.3.1. Coeficiente de rugosidade da descontinuidade, JRC	46
3.4.3.2. Resistência das paredes das descontinuidades, JCS	48
3.4.3.3. Estimativa do ângulo de atrito residual, ϕ_r	48
3.4.3.4. Breve descrição dos ensaios usados na determinação das componentes da expressão de Barton	49
3.4.3.5. Efeito de escala	52

4. ENSAIOS PARA A DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CORTE DE JUNTAS ROCHOSAS

4.1. INTRODUÇÃO	55
4.2. ENSAIOS <i>IN SITU</i>	56
4.3. ENSAIOS LABORATORIAIS	59
4.3.1. ASPECTOS GERAIS	59
4.3.2. EQUIPAMENTO PARA ENSAIOS DE CORTE E DESLIZAMENTO DE JUNTAS DA FEUP	60
4.4. INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS	62
4.4.1. DESCONTINUIDADES LISAS OU PLANAS	62
4.4.2. DESCONTINUIDADES RUGOSAS	63

5. SIMULAÇÃO NUMÉRICA

5.1. INTRODUÇÃO	65
5.2. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	65
5.3. PROGRAMA PHASE2	67
5.3.1. APRESENTAÇÃO DO MODELO EM PHASE2	68
5.3.2. PARÂMETROS DO CÁLCULO DO MODELO	69
5.3.3. DEFINIÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DO MODELO	70
5.3.3.1. Dimensões do modelo	70
5.3.3.2. Malha de elementos finitos	70
5.3.3.3. Propriedades dos materiais	71
5.3.3.4. Aplicação das tensões	75

6. RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

6.1. ASPECTOS GERAIS	77
6.2. RESULTADOS OBTIDOS	79
6.2.1. CASO DA JUNTA NORMAL COM AS FORÇAS APLICADAS NO LADO DIREITO	79
6.2.1.1. Coeficiente de rugosidade – JRC 11	79
6.2.1.2. Coeficiente de rugosidade – JRC 13	86
6.2.1.3. Coeficiente de rugosidade – JRC 15	89
6.2.1.4. Coeficiente de rugosidade – JRC 17	92

6.2.1.5. Coeficiente de rugosidade – JRC 19	95
6.2.1.6. Envolventes de rotura	97
6.2.2. CASO DA JUNTA NORMAL COM AS FORÇAS APLICADAS NO LADO ESQUERDO.....	98
6.2.3. CASO DA JUNTA INVERTIDA COM AS FORÇAS APLICADAS NO LADO DIREITO.....	99
6.2.4. CASO DA JUNTA INVERTIDA COM AS FORÇAS APLICADAS NO LADO ESQUERDO	100
6.2.5. COMPARAÇÃO ENTRE OS DIVERSOS CASOS ESTUDADOS	100
 7. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	105
7.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	105
7.2. SUGESTÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	106
 BIBLIOGRAFIA.....	107

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Influência da orientação das descontinuidades em obras de engenharia civil (Adaptada de Vallejo <i>et al.</i> , 2004).....	6
Figura 2.2 – Representação esquemática das propriedades geométricas das descontinuidades (Adaptada de Vallejo <i>et al.</i> , 2004).....	7
Figura 2.3 – Definição da orientação da descontinuidade (Adaptada de Vallejo <i>et al.</i> , 2004).	8
Figura 2.4 – Medida do deslocamento entre descontinuidades (Adaptada de Vallejo <i>et al.</i> , 2004 – Fonte: ISRM, 1981).	9
Figura 2.5 – Tipos de rugosidade e amostragem para ensaios (Adaptada de ISRM, 1977).....	11
Figura 2.6 – Método dos discos para medida da rugosidade (Adaptada de Vallejo <i>et al.</i> , 2004).	12
Figura 2.7 – Classificação da rugosidade através dos perfis típicos de rugosidade (Adaptada de ISRM, 1977).	12
Figura 2.8 – Definição esquemática de abertura e largura da descontinuidade (Adaptada de ISRM, 1977).	13
Figura 2.9 – Representação do número de famílias através de diagramas de blocos (Vallejo <i>et al.</i> , 2004).	16
Figura 3.1 – Transição entre a matriz rochosa e o maciço rochoso muito fracturado (Adaptada de Hoek <i>et al.</i> , 1980).	20
Figura 3.2 – Envolventes de Mohr-Coulomb em termos de esforços normais e tangenciais e esforços principais (a). Para um estado de tensão situado abaixo da envolvente não se alcançará a rotura (Vallejo <i>et al.</i> , 2004).	22
Figura 3.3 – Envolventes de rotura do critério de Hoek-Brown em função das tensões principais (a) e da tensão normal e tangencial (b). Estão também representadas as diferentes condições de esforço para a rotura da matriz rochosa (Adaptada de Vallejo <i>et al.</i> , 2004).	24
Figura 3.4 – Envolventes do critério generalizado de Hoek e Brown em função das tensões principais (esquema da esquerda) e em função da tensão normal e tangencial (esquema da direita) (Vallejo <i>et al.</i> , 2004).	26
Figura 3.5 – Classificação geomecânica de Bieniawski (1989) – RMR1989.	32
Figura 3.6 – Classificação da condição das descontinuidades – RMR1989.	33
Figura 3.7 – Efeito da orientação das descontinuidades – RMR1989.....	33
Figura 3.8 – Classes de maciços rochosos e correspondentes parâmetros resistentes – RMR1989.	34
Figura 3.9 – Classificação geomecânica de Barton <i>et al.</i> – Parâmetro RQD.....	35
Figura 3.10 – Classificação geomecânica de Barton <i>et al.</i> – Parâmetro J_n	35
Figura 3.11 – Classificação geomecânica de Barton <i>et al.</i> – Parâmetro J_r	35
Figura 3.12 – Classificação geomecânica de Barton <i>et al.</i> – Parâmetro J_a	36
Figura 3.13 – Classificação geomecânica de Barton <i>et al.</i> – Parâmetro SRF.....	36
Figura 3.14 – Classificação geomecânica de Barton <i>et al.</i> – Parâmetro J_w	37

Figura 3.15 – Classificação geomecânica de Barton <i>et al.</i> – Índice de segurança ESR para diferentes obras subterrâneas (Q).....	37
Figura 3.16 – Estimativa do índice GSI com base em descrições geológicas (Menezes e Varela, 2006).....	38
Figura 3.17 – Relações entre as tensões normal e de corte sobre uma superfície de rotura para cinco diferentes condições geológicas (Adaptada de Neyra, 2006).....	40
Figura 3.18 – Efeito da rugosidade e da tensão normal sobre o ângulo de atrito da superfície da descontinuidade (Neyra, 2006).	41
Figura 3.19 – Comportamento das descontinuidades planares durante o corte ou deslizamento (Hoek, 2007).....	43
Figura 3.20 – a) Critério bi-linear para descontinuidades rugosas; b) Curvas típicas tensão de corte vs deslocamento tangencial para descontinuidades rugosas (Vallejo <i>et al.</i> , 2004).	44
Figura 3.21 – Perfis tipo de rugosidade propostos por Barton e Bandis (1983) e valores correspondentes de JRC.....	46
Figura 3.22 – Método alternativo para estimar o valor de JRC.....	47
Figura 3.23 – Esclerómetro ou martelo de Schmidt.	49
Figura 3.24 – Estimativa da resistência à compressão a partir da dureza de Schmidt (Adaptada de Vallejo <i>et al.</i> , 2004).	50
Figura 3.25 – Esquema elucidativo do ensaio de carga pontual.	51
Figura 3.26 – Fracturas válidas e não válidas nos ensaios de carga pontual (ISRM, 1985).....	52
Figura 3.27 – Influência da escala sobre as três componentes da expressão de Barton e Coubey (Vallejo <i>et al.</i> , 2004. Fonte: Bandis <i>et al.</i> , 1981).	52
Figura 4.1 – Esquemas de forças actuantes num ensaio de deslizamento de descontinuidades.....	56
Figura 4.2 – Esquema do aparelho de Hoek para determinação, no campo ou em laboratório, da resistência ao corte de descontinuidades (Adaptada de Vallejo <i>et al.</i> , 2004).....	57
Figura 4.3 – Realização de um ensaio de corte <i>in situ</i> (ISRM).	58
Figura 4.4 – Esquema típico de equipamento para realização de ensaios <i>in situ</i> de resistência ao corte e deslizamento de descontinuidades rochosas (ISRM, 1974).	58
Figura 4.5 – Esquema de ensaio de deslizamento ou corte <i>in situ</i> com forças aplicadas por ancoragens.	58
Figura 4.6 – Corte esquemático de uma máquina de ensaio de corte, utilizada para a determinação da resistência ao deslizamento de descontinuidades (Adaptada de Hoek, 2007).....	59
Figura 4.7 – Máquina de ensaios de deslizamento.	60
Figura 4.8 – Equipamento para ensaio de juntas rochosas	61
Figura 4.9 – Curvas (τ , δ_t) para descontinuidades ensaiadas com $\sigma_n = 1\text{MPa}$	62
Figura 4.10 – Curvas (τ , δ_t) e (δ_t , δ_n) para descontinuidades ensaiadas com $\sigma_n = 1.5\text{MPa}$	63
Figura 5.1 – Modelo usado na simulação numérica dos ensaios	69

Figura 5.2 – Características de cálculo definidas	69
Figura 5.3 – Parâmetros da malha utilizada no modelo.....	71
Figura 5.4 – Relação entre o módulo de elasticidade e a resistência à compressão simples de rochas ígneas (Adaptada de Vallejo <i>et al.</i> , 2004).	72
Figura 5.5 – Propriedades do granito utilizadas no modelo.....	73
Figura 5.6 – Características das juntas rochosas	75
Figura 6.1 – Deslocamento horizontal em função da tensão de corte com $\sigma_n=0,625$ MPa – JRC 11 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].....	80
Figura 6.2 – Deslocamento horizontal em função da tensão de corte com $\sigma_n=1,25$ MPa – JRC 11 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].....	80
Figura 6.3 – Deslocamento horizontal em função da tensão de corte com $\sigma_n=2,5$ MPa – JRC 11 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].....	81
Figura 6.4 – Deslocamento horizontal em função da tensão de corte com $\sigma_n=3,75$ MPa – JRC 11 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].....	81
Figura 6.5 – Deslocamento horizontal em função da tensão de corte com $\sigma_n=5$ MPa – JRC 11 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].....	81
Figura 6.6 – Desenvolvimento de elementos em rotura (desde uma tensão de corte de 2,85 até 5,1 MPa com incrementos de 0,15 MPa) para o caso da tensão normal de 3,75 MPa.	84
Figura 6.7 – Diferença entre a ocorrência de plastificação para os casos de uma tensão normal na junta de: a) 0,625 MPa e b) 5,0 MPa.	85
Figura 6.8 – Envolvente teórica de rotura juntamente com os pontos de rotura determinados numericamente – JRC 11 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].....	85
Figura 6.9 – Deslocamento horizontal em função da tensão de corte com $\sigma_n=0,625$ MPa – JRC 13 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].....	86
Figura 6.10 – Deslocamento horizontal em função da tensão de corte com $\sigma_n=1,25$ MPa – JRC 13 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].....	87
Figura 6.11 – Deslocamento horizontal em função da tensão de corte com $\sigma_n=2,5$ MPa – JRC 13 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].....	87
Figura 6.12 – Deslocamento horizontal em função da tensão de corte com $\sigma_n=3,75$ MPa – JRC 13 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].....	87
Figura 6.13 – Deslocamento horizontal em função da tensão de corte com $\sigma_n=5$ MPa – JRC 13 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].....	88
Figura 6.14 – Envolvente teórica de rotura juntamente com os pontos de rotura determinados numericamente – JRC 13 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].....	88
Figura 6.15 – Deslocamento horizontal em função da tensão de corte com $\sigma_n=0,625$ MPa – JRC 15 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].....	89
Figura 6.16 – Deslocamento horizontal em função da tensão de corte com $\sigma_n=1,25$ MPa – JRC 15 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].....	90

Figura 6.17 – Deslocamento horizontal em função da tensão de corte com $\sigma_n=2,5$ MPa – JRC 15 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].	90
Figura 6.18 – Deslocamento horizontal em função da tensão de corte com $\sigma_n=3,75$ MPa – JRC 15 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].	90
Figura 6.19 – Deslocamento horizontal em função da tensão de corte com $\sigma_n=5$ MPa – JRC 15 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].	91
Figura 6.20 – Envolvente teórica de rotura juntamente com os pontos de rotura determinados numericamente – JRC 15 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].	91
Figura 6.21 – Deslocamento horizontal em função da tensão de corte com $\sigma_n=1,25$ MPa – JRC 17 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].	92
Figura 6.22 – Deslocamento horizontal em função da tensão de corte com $\sigma_n=2,5$ MPa – JRC 17 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].	93
Figura 6.23 – Deslocamento horizontal em função da tensão de corte com $\sigma_n=3,75$ MPa – JRC 17 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].	93
Figura 6.24 – Deslocamento horizontal em função da tensão de corte com $\sigma_n=5$ MPa – JRC 17 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].	93
Figura 6.25 – Envolvente teórica de rotura juntamente com os pontos de rotura determinados numericamente – JRC 17 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].	94
Figura 6.26 – Deslocamento horizontal em função da tensão de corte com $\sigma_n=2,5$ MPa – JRC 19 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].	95
Figura 6.27 – Deslocamento horizontal em função da tensão de corte com $\sigma_n=3,75$ MPa – JRC 19 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].	95
Figura 6.28 – Deslocamento horizontal em função da tensão de corte com $\sigma_n=5$ MPa – JRC 19 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].	96
Figura 6.29 – Envolvente teórica de rotura juntamente com os pontos de rotura determinados numericamente – JRC 19 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].	96
Figura 6.30 – Envolventes teóricas de rotura para todos os JRC's considerados juntamente com os pontos de rotura determinados numericamente [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].	98
Figura 6.31 – Envolventes teóricas de rotura para todos os JRC's considerados juntamente com os pontos de rotura determinados numericamente [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado esquerdo].	99
Figura 6.32 – Envolventes teóricas de rotura para todos os JRC's considerados juntamente com os pontos de rotura determinados numericamente [Junta invertida – forças de corte aplicadas do lado direito].	99
Figura 6.33 – Envolventes teóricas de rotura para todos os JRC's considerados juntamente com os pontos de rotura determinados numericamente [Junta invertida – forças de corte aplicadas do lado esquerdo].	100

Figura 6.34 – Envolventes teóricas de rotura para todos os JRC's considerados juntamente com os pontos de rotura determinados numericamente [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].	103
Figura 6.35 – Envolventes de rotura numérica.	104

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Determinação das características geométricas das descontinuidades (Azevedo e Marques, 2002).	8
Tabela 2.2 – Classificação de espaçamentos entre descontinuidades (Azevedo e Marques – Fonte: ISRM, 1981).	10
Tabela 2.3 – Classificação das descontinuidades em relação à persistência (Azevedo e Marques, 2002 – Fonte: ISRM, 1981).	10
Tabela 2.4 – Classificação de abertura de juntas (Azevedo e Marques, 2002. Fonte: Vargas Jr. <i>et al.</i> , 1992).	14
Tabela 2.5 – Descrição das infiltrações nas descontinuidades (Adaptada de Vallejo <i>et al.</i> , 2004. Fonte: ISRM, 1981).	15
Tabela 2.6 – Classificação dos maciços rochosos em função do número de descontinuidades (Adaptada de Vallejo <i>et al.</i> , 2004).	16
Tabela 2.7 – Classificação dos maciços rochosos segundo as características dos blocos formados pelas descontinuidades (Azevedo e Marques, 2002. Fonte: Vargas Jr. <i>et al.</i> , 1992).	17
Tabela 3.1 – Valores da constante de Hoek e Brown, m_i , para a rocha intacta (Adaptada de Vallejo <i>et al.</i> , 2004).	27
Tabela 3.2 – Orientações para a escolha do valor de D (Adaptada de Hoek <i>et al.</i> , 2002).	29
Tabela 3.3 – Valores de c e ϕ para rochas intactas (Adaptada de Vallejo <i>et al.</i> , 2004).	30
Tabela 5.1 – Número de nós e elementos do modelo em função da geometria da descontinuidade.	71
Tabela 6.1 – Quadro resumo das simulações numéricas efectuadas.	78
Tabela 6.2 – Resistências de corte teóricas para JRC 11.	79
Tabela 6.3 – Resistências ao corte obtidas numericamente para JRC 11 no caso da junta normal com as forças aplicadas à direita.	86
Tabela 6.4 – Resistências ao corte obtidas numericamente para JRC 13 no caso da junta normal com as forças aplicadas à direita.	89
Tabela 6.5 – Resistências ao corte obtidas numericamente para JRC 15 no caso da junta normal com as forças aplicadas à direita.	92
Tabela 6.6 – Resistências ao corte obtidas numericamente para JRC 17 no caso da junta normal com as forças aplicadas à direita.	94
Tabela 6.7 – Resistências ao corte obtidas numericamente para JRC 19 no caso da junta normal com as forças aplicadas à direita.	97
Tabela 6.8 – Comparação entre tensões de rotura para JRC 11.	101
Tabela 6.9 – Comparação entre tensões de rotura para JRC 13.	101
Tabela 6.10 – Comparação entre tensões de rotura para JRC 15.	102
Tabela 6.11 – Comparação entre tensões de rotura para JRC 17.	102
Tabela 6.12 – Comparação entre tensões de rotura para JRC 19.	103

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

a – Constante adimensional do critério de Hoek e Brown

A – Constante do material (Critério de Hoek e Brown)

B – Constante do material (Critério de Hoek e Brown)

c – Coesão

E_m – Módulo de Deformabilidade

GSI – Índice de Resistência Geológica

i – Componente das asperezas da superfície da descontinuidade

I_D – Índice de tamanho do bloco

ISRM – International Society For Rock Mechanics

J_a – Joint Alteration Number

J_n – Joint Set Number

J_r – Joint Roughness Number

J_w – Joint Reduction Factor

J_v – Número total de descontinuidades por unidade de volume

JCS – Join Wall Compression Strength

JCS_n – Resistência à compressão da parede da descontinuidade em estudo

JCS_0 – Resistência à compressão da parede da descontinuidade padrão

JRC – Joint Roughness Coefficient

JRC_n – Coeficiente de rugosidade da superfície da descontinuidade em estudo

JRC_0 – Coeficiente de rugosidade da superfície da descontinuidade padrão

L_n – Comprimento real da junta em estudo

L_0 – Comprimento de uma junta padrão

m – Constante adimensional do critério de Hoek e Brown

m_i – Parâmetro que depende das propriedades e características do maciço rochoso

Q – Índice de Classificação do Maciço Rochoso (Classificação de Barton)

r – Valor do ressalto de uma superfície da junta no estado natural, medido no Martelo de Schmidt

R – Valor do ressalto de uma superfície sã, medido no Martelo de Schmidt

RQD – Rock Quality Designation

RMR – Rock Mass Rating

“xx” – Eixo das abscissas

α – Ângulo de inclinação medido no ensaio “*tilt test*”

γ – Peso volúmico

δ_n – Deslocamento normal

δ_t – Deslocamento tangencial

θ – Inclinação do plano de rotura

σ_{ci} – Resistência à compressão da rocha intacta

σ_n – Tensão normal

σ_t – Tensão de tracção

σ_{tm} – Resistência à tracção do maciço rochoso

σ_1 – Tensão principal máxima

σ_3 – Tensão principal mínima

τ – Tensão de corte

τ_p – Tensão de corte de pico

$\varnothing$ – Ângulo de atrito interno da matriz rochosa

$\varnothing_b$ – Ângulo de atrito básico

$\varnothing_r$ – Ângulo de atrito residual

$\varnothing_p$ – Ângulo de atrito de pico

1

INTRODUÇÃO

1.1. ASPECTOS GERAIS

O projecto de uma determinada obra de engenharia civil, quer esta seja à superfície ou subterrânea, deve contemplar o estudo das características do maciço rochoso na qual se insere. Esse estudo deve ser tanto mais pormenorizado quanto a importância da obra.

Sendo os maciços rochosos meios descontínuos, constituídos por blocos de material rochoso separados por superfícies de descontinuidades, na descrição das suas qualidades é imprescindível a análise das características das descontinuidades neles presentes.

As características mecânicas dos maciços rochosos são ditadas quer pelas propriedades resistentes dos blocos rochosos, rocha intacta, quer pela resistência das superfícies das descontinuidades, mais concretamente, a sua resistência ao corte e ao deslizamento.

De uma forma geral, os blocos de rocha apresentam características mecânicas suficientemente boas para que o comportamento mecânico dos maciços rochosos seja condicionado pelas superfícies de descontinuidades. Pode-se dizer que na maioria dos casos de acidentes relacionados com os maciços rochosos resultam da ocorrência de orientações segundo as quais a resistência ao corte é muito baixa, mesmo em maciços rochosos em que os blocos de rocha apresentam elevada resistência.

Assim, as descontinuidades existentes, em maior ou menor quantidade, nos maciços rochosos, desempenham um papel fundamental na caracterização da resistência, deformabilidade e permeabilidade desses meios, bem como nas possíveis formas de rotura face às diversas solicitações. Assim, a sua influência em termos de segurança e fiabilidade é, frequentemente determinante, tanto em termos de estados limites de utilização como de estados limites de rotura (Muralha, 1995). No entanto, é sempre importante a relação entre a dimensão dessas descontinuidades e a dimensão da obra de engenharia a implementar. Facilmente se entende que uma descontinuidade pode interferir na estabilidade mecânica de uma obra de pequena envergadura, ao passo que se a mesma descontinuidade envolver um volume maior de maciço rochoso poderá não ser relevante.

Nos maciços rochosos podem-se encontrar diversos tipos de descontinuidades, com diferentes estados de alteração, que são classificadas geologicamente de acordo com a sua formação. Para a sua caracterização mecânica importa o conhecimento da sua geometria, morfologia e rugosidade.

A caracterização mecânica de superfícies de descontinuidades é geralmente realizada com recurso a ensaios de corte e deslizamento, tanto laboratoriais como *in situ*, sendo ambos de concepção idêntica. Estes ensaios consistem na preparação de amostras de um determinado material rochoso que contenha uma superfície de descontinuidade, da qual se pretende obter a sua resistência ao corte, e posteriormente a aplicação de uma força tangencial que provoca o deslizamento relativo, sobre a

superfície da descontinuidade, entre os dois blocos que constituem a amostra. Durante a realização do ensaio a superfície da descontinuidade é submetida a uma tensão normal constante.

Uma estimativa da resistência ao corte ou deslizamento de uma superfície de descontinuidade pode ser efectuada com recurso a algumas expressões desenvolvidas por diversos autores, e utilizadas para o efeito.

1.2. OBJECTIVOS DA TESE

O presente trabalho pretende contribuir para a melhor compreensão da viabilidade da análise do comportamento ao corte e ao deslizamento de superfícies de descontinuidades, mais especificamente o caso das juntas rochosas, com recurso ao software de cálculo pelo Método dos Elementos Finitos, mais precisamente o programa Phase2 da Rocscience.

A resistência ao corte e ao deslizamento das superfícies rochosas é actualmente estimada através da realização de ensaios laboratoriais e *in situ* específicos para o efeito. Ao contrário dos ensaios laboratoriais, os ensaios realizados *in situ* são particularmente bastantes onerosos e trabalhosos, sendo por isso só utilizados em grandes obras de engenharia e em número reduzido.

Pretende-se com este trabalho, através de modelações numéricas, a reprodução computacional destes ensaios, e posteriormente, uma comparação desses resultados obtidos com os valores teóricos estimados a partir da fórmula de Barton.

Atendendo a que as juntas rochosas correntes se apresentam normalmente irregulares, favorecendo a resistência ao corte e ao deslizamento dos blocos rochosos, Barton e Brandis propuseram uma série de perfis tipo que caracterizam a rugosidade e irregularidades dessas superfícies. Utilizando-se o programa de cálculo atrás referido e a geometria de alguns desses perfis, procedeu-se à simulação numérica de ensaios de corte e deslizamento em juntas rochosas.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE

Este trabalho está estruturado em sete capítulos.

No Capítulo 2 são descritos alguns aspectos referentes às descontinuidades contidas pelos maciços rochosos, mais concretamente, o tipo de descontinuidades e as suas características e parâmetros geométricos.

No Capítulo 3 são discutidos assuntos relacionados com a determinação da resistência dos maciços rochosos. É feita uma apresentação dos critérios de rotura utilizados na estimativa da resistência ao corte dos blocos de rocha, rocha intacta, e das superfícies das juntas rochosas.

Quanto ao Capítulo 4, nele são descritas algumas questões relacionadas com os ensaios de corte e deslizamento em superfícies de juntas rochosas.

O Capítulo 5 é dedicado a estudos numéricos, onde é feita uma abordagem ao software utilizado neste estudo, isto é, ao Phase2, assim como ao método de cálculo no qual ele se baseia, nomeadamente ao Método dos Elementos Finitos. São abordados alguns aspectos referentes ao programa no que diz respeito às opções tomadas quanto à definição do modelo usado e as características, geométricas e mecânicas, a ele atribuídas.

No Capítulo 6 são apresentados os resultados das simulações numéricas de ensaios resultantes da aplicação do programa de cálculo usado. Pode-se também observar a comparação dos resultados

numéricos com os valores obtidos por via teórica através da fórmula de cálculo da resistência ao corte ou deslizamento de Barton. Apresenta-se uma sequência da análise para um dos casos estudados.

Por último (*last but not least*), no Capítulo 7 são incluídas algumas considerações finais, focando os aspectos mais importantes e as conclusões mais relevantes do presente trabalho, enunciando-se também algumas linhas para aprofundamento futuro da investigação no tema.

2

DESCONTINUIDADES

2.1. ASPECTOS GERAIS

Para a Mecânica das Rochas não deve ser menosprezada qualquer estrutura geológica que possa influir sobre as propriedades dos maciços rochosos, nomeadamente, resistência, deformabilidade e permeabilidade. As singularidades estruturais mais comumente presentes nos maciços rochosos são as diáclases, planos de estratificação, foliação, xistosidade e falhas.

As fracturas existentes nos maciços rochosos apresentam-se às mais diversas escalas, desde fracturas microscópicas dos cristais constituintes das rochas até às grandes falhas cuja extensão pode atingir milhares de quilómetros (Rocha, 1971).

A influência do comportamento mecânico dos maciços rochosos em muitos tipos de engenharia na construção obriga a uma informação mais detalhada sobre as descontinuidades pois estas imprimem um carácter descontínuo e anisotrópico nesses maciços, tornando-os mais deformáveis e débeis, atendendo a que apresentam propriedades de resistência, rigidez e permeabilidade muito inferiores à matriz rochosa circunvizinha.

Influenciando em maior ou menor escala as propriedades geotécnicas dos maciços rochosos, as descontinuidades apresentam planos preferentes de alteração, meteorização e fractura e permitem o fluxo de água. Desta forma é importante o seu reconhecimento, descrição e caracterização na concepção de obras como escavações, barragens, túneis, entre outras. A análise de estabilidade de blocos em fundações rochosas requer o conhecimento de informação fidedigna de dois tipos de características das descontinuidades:

- Orientação e dimensões das descontinuidades, as quais definem a forma e grandeza dos blocos, e a direcção segundo a qual o bloco pode deslizar;
- As propriedades de resistência ao deslizamento das descontinuidades, que determinam a resistência ao escorregamento dos blocos.

A Figura 2.1 esquematiza algumas situações referentes à influência das descontinuidades em obras de engenharia civil.

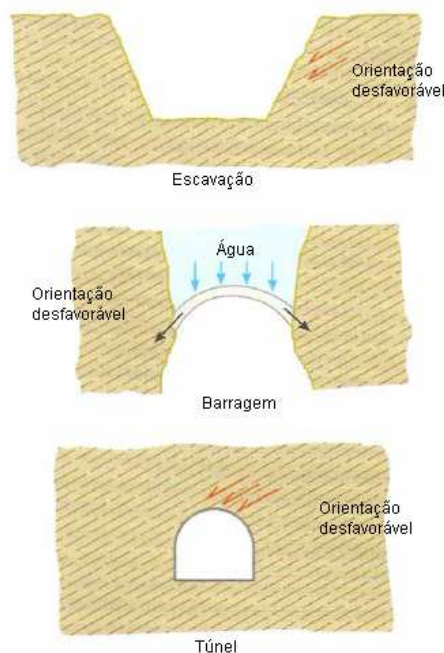


Figura 2.1 – Influência da orientação das descontinuidades em obras de engenharia civil (Adaptada de Vallejo et al., 2004).

Num maciço rochoso, as descontinuidades podem ser caracterizadas recorrendo a um certo número de critérios, que se podem considerar como de utilização generalizada pelos geotécnicos (sistema de descontinuidades, número de famílias ocorrentes, sua orientação e espaçamento, comprimento, continuidade, ondulação e persistência). As características das paredes de material rochoso que limitam as descontinuidades são igualmente condicionantes do comportamento a esperar da descontinuidade (Pereira, 1991).

Quanto ao tipo de descontinuidades existem diversos tipos, sendo que, os que se observam mais frequentemente nos maciços rochosos, assim como a sua definição, são:

- Falha: fractura em que houve um deslocamento de grandeza significativa ao longo da superfície de separação das partes, esta usualmente designada por superfície ou plano de falha;
- Superfície de estratificação: descontinuidade paralela à superfície de deposição dos sedimentos, a qual pode ou não ter uma expressão física;
- Foliação: descontinuidade determinada pela orientação paralela dos minerais lamelares ou bandas minerais nas rochas metamórficas;
- Diaclase: fractura em que não houve significativo deslocamento ao longo da superfície de rotura. Em geral diaclases intersectam superfícies primárias tais como superfícies de estratificação, de clivagem e de xistosidade;
- Clivagem de fractura: fracturas paralelas formadas em camadas rochosas de baixa resistência, ditas incompetentes, intercaladas em camadas com graus de resistência superiores (competentes);
- Xistosidade: é a foliação no xisto ou em outra rocha cristalina de grão grosseiro resultante da disposição em planos paralelos dos minerais do tipo lamelar e/ou prismáticos, tal como a mica.

2.2. CARACTERÍSTICAS DAS DESCONTINUIDADES

Sabendo que as descontinuidades condicionam de forma decisiva as propriedades e o comportamento resistente, deformacional e hidráulico dos maciços rochosos há a necessidade do conhecimento dos parâmetros físicos e geométricos que condicionam as suas propriedades e o seu comportamento mecânico. Segundo a ISRM (International Society For Rock Mechanics), na descrição das características das diferentes famílias de descontinuidades devem-se considerar os seguintes parâmetros:

- Orientação;
- Espaçamento;
- Persistência;
- Rugosidade;
- Resistência da parede;
- Abertura;
- Preenchimento;
- Condições de fluxo;
- Número de famílias;
- Tamanho do bloco.

sendo que os que determinam o comportamento mecânico e a resistência dos planos da descontinuidade são a rugosidade, abertura, preenchimento e resistência das paredes da descontinuidade.

Citando Vallejo *et al.* (2004), na caracterização global dos maciços rochosos a partir de dados de afloramentos, além da descrição dos seus componentes, da matriz rochosa e das descontinuidades, devem ser considerados outros factores representativos do conjunto, como:

- Número e orientação das famílias de descontinuidades;
- Tamanho dos blocos e intensidade de fracturação;
- Grau de meteorização.

A representação esquemática das características geométricas das descontinuidades, assim como as suas técnicas de medida mais vulgarmente usadas estão indicadas na, respectivamente, Figura 2.2 e Tabela 2.1.

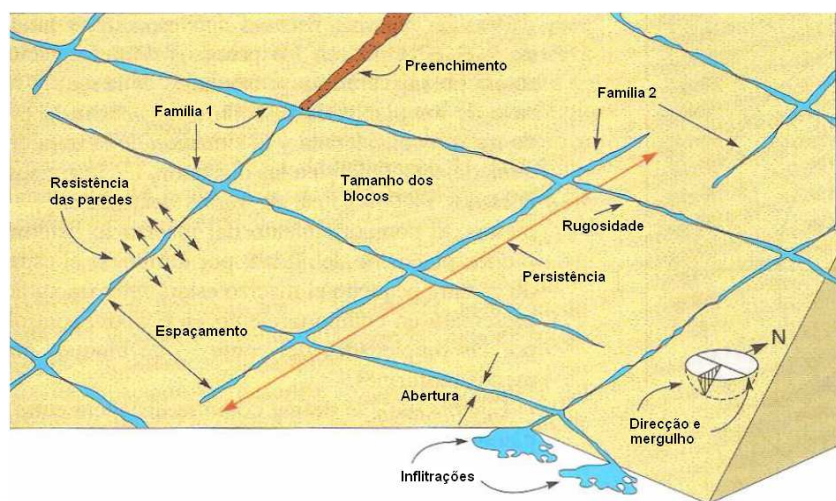


Figura 2.2 – Representação esquemática das propriedades geométricas das descontinuidades (Adaptada de Vallejo *et al.*, 2004).

Tabela 2.1 – Determinação das características geométricas das discontinuidades (Azevedo e Marques, 2002).

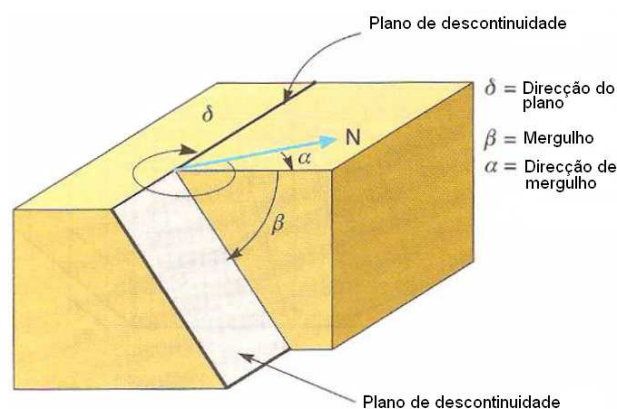
Característica geométrica da discontinuidade	Técnica de medida
Orientação	Bússola geológica
Espaçamento	Fita graduada (Métrica)
Persistência	Fita graduada (Métrica)
Rugosidade	Ábacos de referência
Resistência da parede	Martelo de Schmidt
Abertura	Escala
Preenchimento	Observação tátil - visual
Condições de fluxo	Observações no tempo
Número de famílias	projecção estereográfica
Tamanho do bloco	Frequência de abertura 3D

De seguida será feita uma abordagem a cada uma das características das diferentes famílias de discontinuidades.

2.2.1. ORIENTAÇÃO

Geralmente as famílias de discontinuidades apresentam-se, ao longo dos maciços rochosos, com orientações e espaçamentos homogêneos. É através das orientações e dos espaçamentos das discontinuidades que são definidos os blocos rochosos.

A orientação de uma discontinuidade é a designação dada à atitude da discontinuidade no espaço, definida pela direcção de mergulho ou azimuth da linha de maior pendente do plano da discontinuidade, sendo medida no sentido horário a partir do norte, e pelo mergulho da linha mais inclinada em relação à horizontal. A direcção do plano da discontinuidade corresponde ao ângulo entre a direcção norte e a linha de intersecção entre o plano que contém a discontinuidade e o plano horizontal, e forma um ângulo recto com a direcção do mergulho. A Figura 2.3 esquematiza a representação espacial do que foi referido.

Figura 2.3 – Definição da orientação da descontinuidade (Adaptada de Vallejo *et al.*, 2004).

A caracterização da orientação da descontinuidade no espaço fica assim definida conhecendo-se a sua direcção de mergulho e o seu mergulho. É comum a utilização de uma bússola geológica, munida de clinómetro, na medição da direcção de mergulho e do mergulho da descontinuidade. A apresentação gráfica das diferentes famílias de descontinuidades de acordo como o sugerido pela ISRM pode ser realizada por meio de diagramas de blocos, diagramas de rosetas, projecções estereográficas e utilização de símbolos, que as caracterizam, em mapas geológicos.

2.2.2. ESPAÇAMENTO

Tal como se encontra representado na Figura 2.4, o espaçamento é definido como a distância perpendicular entre planos adjacentes de descontinuidades da mesma família, sendo este que define as dimensões dos blocos rochosos.

Quando não é possível a observação directa do espaçamento das descontinuidades, como é o caso dos afloramentos (Figura 2.4), medem-se os espaçamentos em tarolos de sondagem e em furos de sondagem com recurso a fitas métricas, câmaras fotográficas e periscópios de furo de sondagem. De acordo com a figura e tendo em conta que o espaçamento medido na fita é aparente, aplicando-se as devidas correcções ao valor registado, o espaçamento entre descontinuidades da família 2 será dado por:

$$e_2 = d_2 \cdot \sin \alpha_2 \quad (2.1)$$

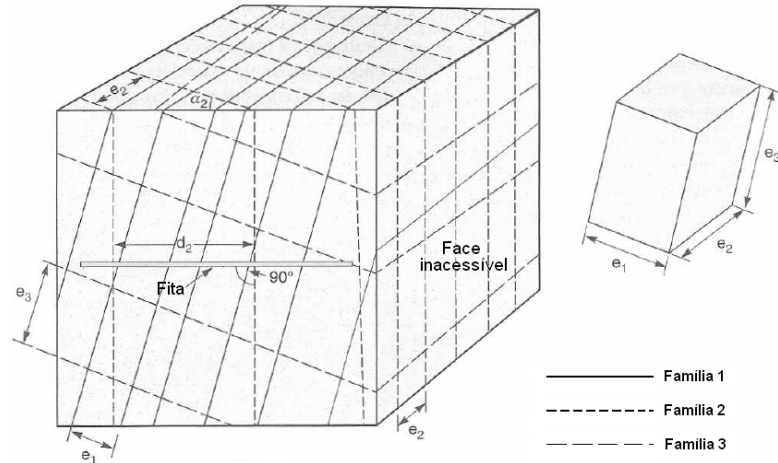


Figura 2.4 – Medida do deslocamento entre descontinuidades (Adaptada de Vallejo *et al.*, 2004 – Fonte: ISRM, 1981).

Por sua vez, quando se realiza a medição do espaçamento em furos de sondagens é imprescindível o conhecimento do ângulo entre o eixo do furo de sondagem e a normal à descontinuidade. Segundo a ISRM, a terminologia usada na classificação do espaçamento de diferentes famílias de descontinuidades é a descrita na Tabela 2.2

Tabela 2.2 – Classificação de espaçamentos entre descontinuidades (Azevedo e Marques – Fonte: ISRM, 1981).

Descrição	Espaçamento (mm)
Extremamente pouco espaçada	< 20
Muito pouco espaçada	20 – 60
Pouco espaçada	60 – 200
Moderadamente espaçada	200 – 600
Espaçada	600 – 2000
Muito espaçada	2000 – 6000
Extremamente espaçada	> 6000

2.2.3. PERSISTÊNCIA

No que diz respeito à persistência, ou continuidade, de uma descontinuidade é entendida como a sua extensão em área ou dimensão. A estimativa desta característica das descontinuidades efectua-se mediante a medição dos comprimentos dos traços de descontinuidades nas faces visíveis dos maciços rochosos, como taludes, túneis e galerias. Deve ser medida segundo a direcção do plano da descontinuidade e do seu mergulho.

Apesar da sua difícil quantificação, pois depende da orientação e da dimensão da superfície rochosa das faces visíveis, é um dos parâmetros dos maciços rochosos a que mais importância se atribui. A avaliação da persistência ou continuidade de uma ou mais famílias de descontinuidades são essenciais no estudo de rotura de taludes rochosos. É imperativo o conhecimento da família de descontinuidades mais persistente, pois são estas que geralmente condicionam os planos de rotura dos maciços rochosos.

Relativamente à persistência, podem-se classificar as descontinuidades segundo a terminologia patente na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Classificação das descontinuidades em relação à persistência (Azevedo e Marques, 2002 – Fonte: ISRM, 1981).

Grau de persistência	Comprimento da descontinuidade (m)
Muito baixa	< 1
Baixa	1 – 3
Média	3 – 10
Alta	10 – 20
Muito alta	> 20

2.2.4. RUGOSIDADE

A rugosidade de um plano de descontinuidade é uma componente com elevada importância na sua resistência ao corte ou deslizamento, sobretudo em descontinuidades não preenchidas, sem coesão. A maior rugosidade de uma superfície de descontinuidade traduz-se numa maior presença de

irregularidades, dificultando o deslizamento tangencial por corte. Contudo, caso exista preenchimento da descontinuidade ou exista abertura entre os blocos rochosos, o contributo positivo da rugosidade para a resistência ao corte será bastante minorado.

Podem ser distinguidas duas escalas de rugosidades nas paredes das descontinuidades (Figura 2.5). A primeira é caracterizada pela curvatura, isto é, ondulações em grande escala podendo atingir até dezenas de metros, que devido ao seu tamanho impedem que as próprias sejam “cortadas” durante o movimento tangencial de corte, ocasionando dilatação positiva durante esse movimento. Quanto à segunda escala, esta refere-se às asperidades da parede, ou seja, às irregularidades a pequena escala, que nos casos de tensões normais altas e/ou as paredes da descontinuidade não apresentem resistência suficiente, tendem a ser danificadas. De acordo com Vallejo *et al.* (2004), e citando-o, a descrição da rugosidade requer duas escalas de observação:

- Escala decimétrica e métrica para a ondulação das superfícies: superfícies planas, onduladas ou escalonadas (em patamares);
- Escala milimétrica e centimétrica para a rugosidade ou irregularidade: superfícies polidas, lisas ou rugosas.

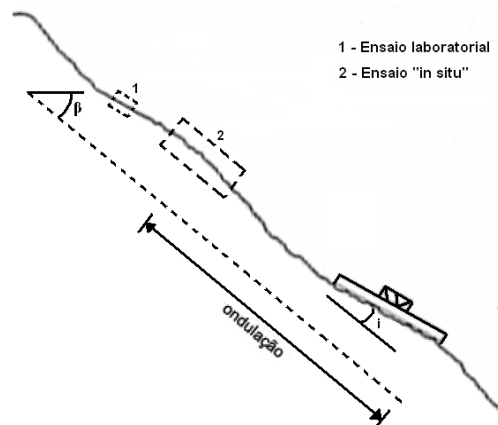


Figura 2.5 – Tipos de rugosidade e amostragem para ensaios (Adaptada de ISRM, 1977).

Convém referir que para a mesma superfície de descontinuidade, a rugosidade que a caracteriza pode tomar diferentes valores dependendo da direcção que é medida, daí que no estudo de um eventual deslizamento de uma superfície de descontinuidade é necessário tornar-se conhecida qual a direcção mais favorável à ocorrência de deslizamento.

A ISRM permite que a rugosidade possa ser medida recorrendo-se a diferentes métodos, que dependem da exactidão pretendida, da escala medida ou da acessibilidade à superfície a avaliar. Um dos métodos de avaliação quantitativa da rugosidade é o método dos discos, que permite a determinação dos ângulos de rugosidade em varias direcções por meio de bússola e clinómetros de disco os quais fornecem a direcção de mergulho e o mergulho de cada posição do disco sobre a rugosidade (Figura 2.6). É um método útil quando não se conhece a direcção provável de deslizamento. Outro método quantitativo é a realização de perfis lineares caracterizadores da superfície da descontinuidade e sobre os quais são medidos os ângulos de rugosidade.

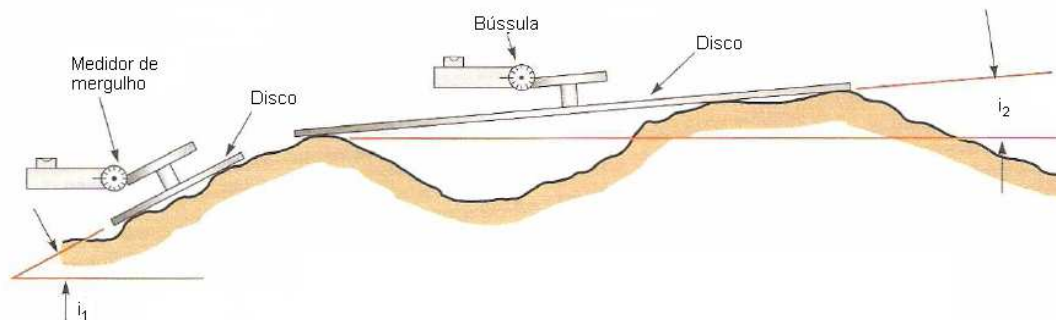


Figura 2.6 – Método dos discos para medida da rugosidade (Adaptada de Vallejo *et al.*, 2004).

Nas situações em que a determinação quantitativa da rugosidade apresenta limitações, utiliza-se uma descrição qualitativa da mesma. Esta descrição é baseada na classificação por comparação com perfis standard de rugosidade (Figura 2.7) propostos pela ISRM. Segundo esta, uma plano de descontinuidade pode ser classificado como em patamares, ondulado ou planar, acrescido do tipo de superfície, rugosa, lisa ou espelhada.

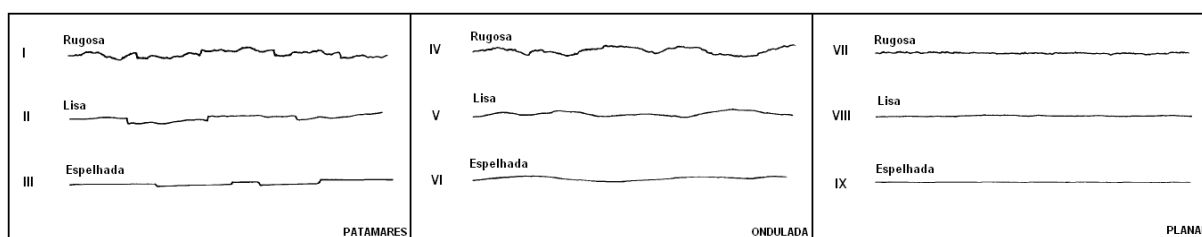


Figura 2.7 – Classificação da rugosidade através dos perfis típicos de rugosidade (Adaptada de ISRM, 1977).

De acordo com a classificação anterior, e supondo a não existência de preenchimento ou então na mesma quantidade, as resistências ao corte usualmente vão diminuindo progressivamente desde I até IX.

Barton *et al.* (1977), propuseram também uma série de perfis de rugosidade típicos (Figura 3.21), associando a cada um dos perfis um coeficiente de rugosidade – JCR.

2.2.5. RESISTÊNCIA DA PAREDE

A resistência à compressão da parede de uma descontinuidade é um parâmetro de grande influência na sua resistência ao corte ou deslizamento e na sua deformabilidade. Em função da sua resistência, a rugosidade de uma descontinuidade pode ser danificada ou mesmo destruída sob ação das tensões de corte. Depende essencialmente do tipo de matriz rochosa, do grau de alteração e da existência ou não de material de enchimento.

No caso de superfícies de descontinuidades sãs e limpas a resistência da parede pode ser considerada igual à da matriz rochosa. Porém é frequente, devido ações de meteorização sobre as paredes, que se dê uma desagregação mecânica e/ou decomposição química junto das paredes das descontinuidades.

De acordo com Azevedo e Marques (2002), a meteorização física provoca a abertura das discontinuidades, a formação de novas discontinuidades através da fracturação da rocha, a abertura de contornos dos grãos, e a fractura ou clivagem de grãos minerais individuais. A meteorização química, que gera a descoloração da parede da rocha, provoca a decomposição de minerais em minerais argilosos de baixa resistência ao corte e de propriedades expansivas.

A resistência da parede da discontinuidade pode estimar-se qualitativamente por meio de exames visuais conforme as tabelas sugeridas pela ISRM, ou então quantitativamente, através da realização testes de resistência com o martelo de Schmidt consoante o descrito em 3.4.3.4.

2.2.6. ABERTURA

Define-se abertura como a distância que separa as paredes de rocha de uma discontinuidade aberta, isto é, isenta de material de enchimento, podendo apenas estar preenchida por água ou ar. Caso haja o preenchimento da discontinuidade com material sólido passa-se a designar largura da discontinuidade em detrimento de abertura.

Na Figura 2.8 apresentam-se esquematicamente as definições de abertura e largura de discontinuidades.

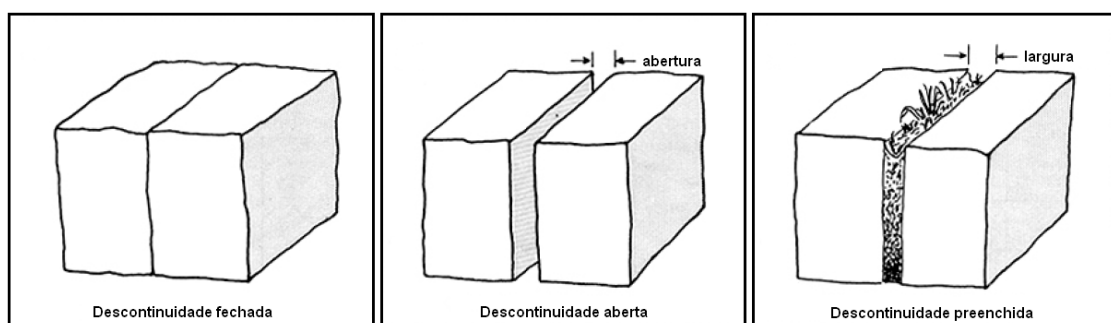


Figura 2.8 – Definição esquemática de abertura e largura da discontinuidade (Adaptada de ISRM, 1977).

A abertura da discontinuidade é um parâmetro extremamente variável ao longo da sua extensão, dificultando, ou até mesmo incapacitando, a sua medição. É um parâmetro que interfere de modo decisivo na resistência, deformabilidade e permeabilidade do maciço rochoso. Quanto maior a abertura da discontinuidade maior será a facilidade de entrada de água, facilitando deste modo a meteorização das superfícies da discontinuidade, e conseqüente redução da sua resistência.

A medição da abertura das discontinuidades pode ser efectuada directamente com uma régua graduada em milímetros.

A Tabela 2.4 apresenta a sugestão da ISRM para a classificação das discontinuidades em função da sua abertura.

Tabela 2.4 – Classificação de abertura de juntas (Azevedo e Marques, 2002. Fonte: Vargas Jr. *et al.*, 1992).

Abertura	Descrição	Aspecto
< 0,1 mm	Muito estreita	Feições fechadas
0,1 – 0,25 mm	Estreita	
0,25 – 0,5 mm	Parcialmente aberta	
0,5 – 2,5 mm	Aberta	Feições entreabertas
2,5 – 10 mm	Moderadamente aberta	
10 mm	Larga	
1 – 10 cm	Muito larga	Feições abertas
10 – 100 cm	Extremamente larga	
> 1 m	Cavernosa	

2.2.7. PREENCHIMENTO

O material de preenchimento da largura da descontinuidade é o material que ocupa a distância entre as paredes de uma descontinuidade. Este material pode ser de natureza diferente da das paredes da descontinuidade, podendo apresentar propriedades físicas e químicas variáveis.

Dependendo do tipo de material de preenchimento, as descontinuidades preenchidas exibem grande variação do comportamento mecânico e hidráulico, mais concretamente no que se refere à resistência ao corte, à deformabilidade e à permeabilidade.

Como enumerado por Azevedo e Marques (2002), os factores condicionantes do comportamento de descontinuidades preenchidas mais importantes são:

- Mineralogia do material de preenchimento;
- Distribuição granulométrica do material de preenchimento;
- Grau de sobreconsolidação do material de preenchimento;
- Teor de humidade e permeabilidade do material de preenchimento;
- Deslizamento de corte prévio;
- Rugosidade da parede;
- Largura do material de preenchimento;
- Estado de fracturação ou esmigalhamento da parede da descontinuidade.

Consultando-se as normas da ISRM para o efeito, podem-se obter a amplitude da rugosidade da parede e a espessura do material de preenchimento.

2.2.8. CONDIÇÕES DE FLUXO

O fluxo de água no interior dos maciços rochosos deve-se, geralmente, à circulação de água através das descontinuidades. É designado de permeabilidade secundária. Em maciços rochosos mais permeáveis, em que existe fluxo hidráulico entre a matriz rochosa, existe a chamada permeabilidade primária.

Observações a respeito das infiltrações nas discontinuidades permitiram à ISRM o estabelecimento de uma classificação que associa as características das discontinuidades, preenchidas ou não, ao tipo de fluxo provável.

As observações respeitantes às infiltrações nas discontinuidades podem seguir as descrições apresentadas na Tabela 2.5.

Tabela 2.5 – Descrição das infiltrações nas discontinuidades (Adaptada de Vallejo *et al.*, 2004. Fonte: ISRM, 1981).

Classe	Descontinuidades sem preenchimento	Descontinuidades com preenchimento
I	Junta muito plana e fechada. Seca e não parece possível a circulação de água.	Preenchimento muito consolidado e seco. Não é possível o fluxo de água.
II	Junta seca sem evidência de fluxo de água.	Preenchimento húmido mas sem água livre.
III	Junta seca mas com evidência de ter ocorrido fluxo de água.	Preenchimento molhado com gotejamento ocasional.
IV	Junta húmida mas sem água livre.	Preenchimento que mostra sinais de lavado, fluxo de água contínuo.
V	Junta com lodo, gotejamento ocasional mas sem fluxo de água contínuo.	Preenchimento localmente lavado, fluxo considerável segundo canais preferenciais.
VI	Junta com fluxo contínuo de água.	Preenchimentos completamente, pressões de água elevadas.

2.2.9. NÚMERO DE FAMÍLIAS

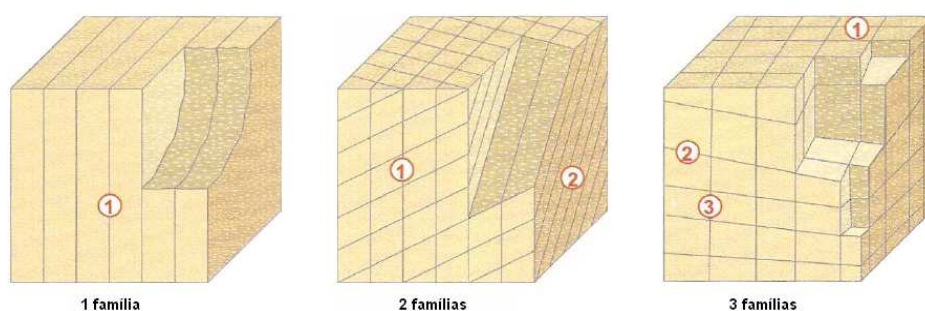
O comportamento mecânico de um maciço rochoso, nomeadamente no que respeita aos mecanismos de rotura e de deformação, é influenciado pelo número de famílias de discontinuidades que o caracterizam. O número de famílias de discontinuidades de um maciço rochoso é essencialmente influenciado pelo grau de alteração e fracturação do mesmo. Este número permite determinar qual a extensão do maciço rochoso que se pode deformar sem que ocorra rotura da matriz rochosa.

Na identificação do número de famílias de discontinuidades recorre-se normalmente ao exame visual e a uma bússola apetrechada com clinómetro. As famílias de discontinuidades podem ser representadas esquematicamente através de diagramas de blocos, como apresentado na Figura 2.9.

Conforme o indicado pela ISRM um maciço rochoso pode classificar-se desde maciço rochoso intacto ou com uma família de discontinuidades até maciço rochoso com quatro ou mais famílias de discontinuidades, podendo no limite ser classificado de maciço brechificado. A Tabela 2.6 apresenta a classificação proposta pela ISRM.

Tabela 2.6 – Classificação dos maciços rochosos em função do número de descontinuidades (Adaptada de Vallejo *et al.*, 2004).

Tipo de maciço rochoso	Número de famílias
I	Intacto, descontinuidades ocasionais
II	Uma família de descontinuidades
III	Uma família de descontinuidades mais outras ocasionais
IV	Duas famílias de descontinuidades
V	Duas famílias de descontinuidades mais outras ocasionais
VI	Três famílias de descontinuidades
VII	Três famílias de descontinuidades mais outras ocasionais
VIII	Quatro ou mais famílias de descontinuidades
IX	Brechificado

Figura 2.9 – Representação do número de famílias através de diagramas de blocos (Vallejo *et al.*, 2004).

2.2.10. TAMANHO DO BLOCO

O tamanho dos blocos dos maciços rochosos é um indicador de elevada importância no que se refere ao seu comportamento mecânico, pois condiciona de forma definitiva as suas propriedades resistentes e de deformabilidade. O tamanho do bloco é determinado pelo espaçamento e persistência das descontinuidades e pelo número de famílias e respectivas orientações, sendo que estes dois últimos parâmetros definem a geometria dos blocos rochosos.

Segundo Vallejo *et al.* (2004), a descrição do tamanho do bloco pode-se realizar das seguintes formas:

- Mediante o índice de tamanho do bloco, I_b , que representa as dimensões médias dos blocos tipo medidos no afloramento;
- Mediante o parâmetro J_v , que representa o número total de descontinuidades que intersectam uma unidade de volume (m^3) do maciço rochoso.

Os maciços rochosos podem ser descritos através do seu tamanho e da forma dos seus blocos segundo a classificação da Tabela 2.7. O tamanho dos blocos pode ainda também ser descrito em função do número de descontinuidades, mais precisamente em função do parâmetro J_v (ISRM).

Tabela 2.7 – Classificação dos maciços rochosos segundo as características dos blocos formados pelas descontinuidades (Azevedo e Marques, 2002. Fonte: Vargas Jr. *et al.*, 1992).

Classe	Maciço rochoso	Características dos blocos
I	Maciço	Poucas juntas ou com espaçamento muito grande
II	Em blocos	Blocos aproximadamente equidimensionais
III	Tabular	Uma dimensão dos blocos consideravelmente menor do que as outras duas
IV	Colunar	Uma dimensão dos blocos consideravelmente maior que as outras duas
V	Irregular	Grandes variações de tamanho e formato de bloco
VI	Britado	Extremamente fracturado

3

RESISTÊNCIA DE MACIÇOS ROCHOSOS**3.1. ASPECTOS GERAIS**

No estudo da resistência de maciços rochosos há que ter em conta que vulgarmente estes se apresentam como meios heterogêneos descontínuos, anisotrópicos, e exibem dois tipos de elementos, mais concretamente os blocos rochosos que apresentam uma matriz rochosa a que se dá o nome de rocha intacta, e as superfícies de descontinuidades que delimitam os blocos rochosos. Desta forma, a resistência de um maciço rochoso é função da resistência da matriz rochosa e das suas superfícies de descontinuidades, sendo ambas extremamente variáveis em virtude de dependerem de vários parâmetros. Como resumo, no estudo da resistência global de um maciço rochoso é necessário o estudo individual da resistência:

- Da rocha (matriz rochosa);
- Das descontinuidades.

A resistência pode ser avaliada em termos do máximo esforço que pode suportar para umas determinadas condições e em termos das suas propriedades resistentes, coesão (c) e ângulo de atrito (ϕ), parâmetros que habitualmente se necessitam para os cálculos dos projectos das obras de engenharia civil (Vallejo *et al.*, 2004). O mesmo autor refere ainda que de acordo com o grau de fracturação de um maciço rochoso, o seu comportamento e as suas propriedades resistentes ficam definidas por:

- A resistência da matriz rochosa (isotrópica ou anisotrópica);
- A resistência ao corte de uma família de descontinuidades;
- A resistência ao corte de duas ou três famílias de descontinuidades (sempre que sejam representativas no maciço rochoso);
- A resistência global de um sistema de blocos rochosos com comportamento isotrópico.

Uma questão que se coloca quando se pretende avaliar a resistência de um determinado maciço rochoso é qual a fracção do maciço que se deseja estudar. Através da Figura 3.1, Hoek e Brown pretendem exemplificar a transição entre as situações listadas anteriormente, isto é, a diferença que se prende com a análise dum fragmento do maciço rochoso, rocha intacta, até a uma porção desse maciço que já abranja várias descontinuidades. Segundo Vallejo *et al.* (2004), em escavações superficiais e subterrâneas, tanto os trabalhos de escavação do maciço rochoso como os problemas de estabilidade e comportamento mecânico a ele associados, estão directamente relacionados com a resistência do material e a presença de descontinuidades.

Apesar da resistência do maciço rochoso ter sido menos estudada do que a resistência da rocha intacta e das descontinuidades, vários estudos comprovam que a resistência é significativamente reduzida

com o aumento do tamanho da amostra. Facilmente se compreende que esta diminuição da resistência com o acréscimo da amostra se deve ao acréscimo do número de descontinuidades pré-existentes no maciço. Uma vez que as condições naturais de um maciço, assim como as suas dimensões, não podem ser reproduzidas em laboratório, a sua resistência deve ser estimada por métodos indirectos. Podem encontrar-se na literatura diversas formas de se estimar a resistência do maciço rochoso como as classificações geomecânicas, ensaios de grande porte, retro-análises de rotura, e critérios de rotura como o de Hoek-Brown, usado em conjunto com as classificações geomecânicas e o GSI (Índice de Resistência Geológica). Sem dúvida que o critério com maior aceitação e por isso o mais usado na avaliação da resistência do maciço rochoso é o critério de Hoek-Brown (1980) (Huallanca, 2004).

No que se refere à resistência das descontinuidades, nas últimas décadas têm sido formulados, fundamentados ou não em observações experimentais, vários critérios de rotura, desde critérios com relativamente simplicidade, como o de Mohr-Coulomb, de Patton (1966) ou de Ladanyi e Archambault (1970), até aos mais elaborados como o caso do critério de Barton e Bandis (1982).

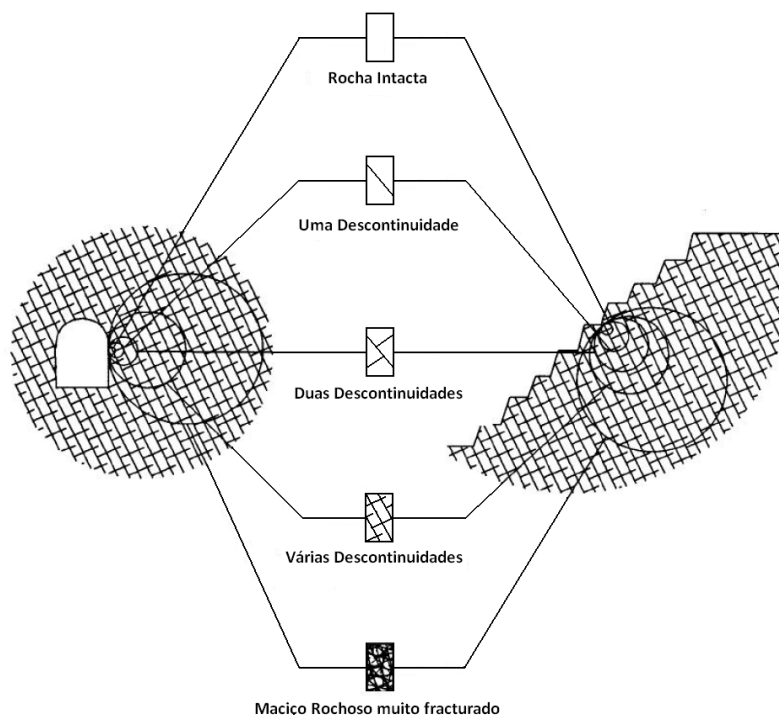


Figura 3.1 – Transição entre a matriz rochosa e o maciço rochoso muito fracturado (Adaptada de Hoek *et al.*, 1980).

3.2. RESISTÊNCIA DO MACIÇO ROCHOSO

Presentemente, na Mecânica das Rochas, na avaliação da resistência dos maciços rochosos, os critérios de rotura, mais frequentemente utilizados, tanto científicos como empíricos, são os critérios de rotura de Mohr-Coulomb e de Hoek-Brown, sendo que o primeiro é um critério linear ao passo que o segundo é não linear. É de referir que de acordo com estudos realizados ao longo de décadas sobre este assunto, se concluiu que os critérios de resistência não lineares são os que melhor caracterizam o comportamento mecânico real dos blocos rochosos.

Após a definição dos elementos que condicionam a resistência de um maciço rochoso, como é o caso do número de famílias de descontinuidades abarcadas ou da sua matriz rochosa, ou mesmo do conjunto em geral, pode-se proceder a uma estimativa dessa resistência mediante a utilização de (Vallejo *et al.*, 2004):

- Métodos empíricos baseados em experiências e ensaios de laboratório;
- Métodos indirectos baseados em índices de qualidade (classificações geomecânicas);
- Modelações matemáticas e análises *à posteriori*;
- Modelações físicas.

O mesmo autor refere ainda que os critérios de rotura utilizados na avaliação da resistência dos maciços rochosos são critérios baseados em métodos empíricos, ou seja, fundamentados em experiências e ensaios laboratoriais, e, além da avaliação da sua resistência, facultam através do conhecimento dos esforços actuantes e das propriedades do material rochoso os seguintes aspectos:

- A resposta da rocha intacta perante diversas condições de esforço;
- A previsão da influência das descontinuidades no comportamento do maciço;
- A previsão do comportamento global de um maciço rochoso.

Como referido anteriormente, a resistência de rotura dos maciços rochosos pode ser também estimada com base em índices de qualidade definidos em classificações geomecânicas (item 3.3), que permitem relacionar a classe da rocha com os parâmetros resistentes coesão, c , e ângulo de atrito, ϕ , do maciço rochoso (Tabela 3.3). A avaliação pode ainda ser efectuada mediante modelação matemática ou física. A primeira tem como base a modelação numérica do comportamento mecânico e físico do maciço, a lei em que se rege a rotura e os factores influentes na rotura, tensões e a presença de água. A modelação numérica apresenta como grande vantagem o facto de fornecer dados relativos aos parâmetros de resistência desde um determinado nível de deformações do maciço até à sua rotura. Quanto à modelação física, esta consiste na observação de modelos construídos à escala quando são submetidos a determinados níveis de esforços. Dentre os procedimentos de obtenção da resistência dos maciços rochosos, estes dois últimos são os únicos que têm em consideração o seu comportamento deformacional (Vallejo *et al.*, 2004).

3.2.1. CRITÉRIO DE ROTURA DE MOHR-COULOMB

O critério de rotura de Mohr-Coulomb apresenta-se como o critério de resistência mais simples e mais conhecido. A sua aplicação a materiais granulares data de 1773 e segundo o qual, a resistência ao corte é composta por dois parâmetros: a coesão e o ângulo de atrito (Azevedo e Marques, 2002).

Neste critério a envolvente de rotura (Figura 3.2) é definida através da relação da tensão de corte, τ , com a tensão normal, σ_n , actuantes no plano de rotura. Matematicamente, o critério de Mohr-Coulomb fica definido por:

$$\tau = c + \sigma_n \cdot \tan \phi \quad (3.1)$$

Tendo em conta que:

- τ e σ_n são as tensões tangencial e normal sobre o plano de rotura;
- c é a coesão da matriz rochosa;

- ϕ é o ângulo de atrito interno da matriz rochosa.

A coesão e o ângulo de atrito interno do material podem ser obtidos através da realização de ensaios triaxiais em provetes de rocha intacta. Existem já tabelados, para diferentes tipos de rochas, valores estimados para esses parâmetros (Tabela 3.3).

De acordo com o esquema b) da Figura 3.2, o critério de Mohr-Coulomb pode também ser representado em função das tensões principais. A tensão principal máxima, σ_1 , vem assim expressa em função da tensão principal mínima, σ_3 , da inclinação do plano de rotura, θ , e do ângulo de atrito, ϕ :

$$\sigma_1 = \frac{2c + \sigma_3 [\sin\theta + \tan\phi(1 - \cos 2\theta)]}{\sin 2\theta - \tan(1 - \sin 2\theta)} \quad (3.2)$$

Atendendo a que se trata de um critério linear, e de acordo com o que se observa na Figura 3.2, mais concretamente a linha representada a tracejado, este admite a existência de tensão de tracção. Convém referir que a máxima tensão de tracção não corresponde ao ponto de intersecção da recta envolvente com o eixo “xx”, mas a uma tensão de tracção menor que pode ser quantificada com o recurso ao ensaio brasileiro. A tensão de tracção é dada por:

$$\sigma_t = \frac{2c \cos\phi}{1 + \sin\phi} \quad (3.3)$$

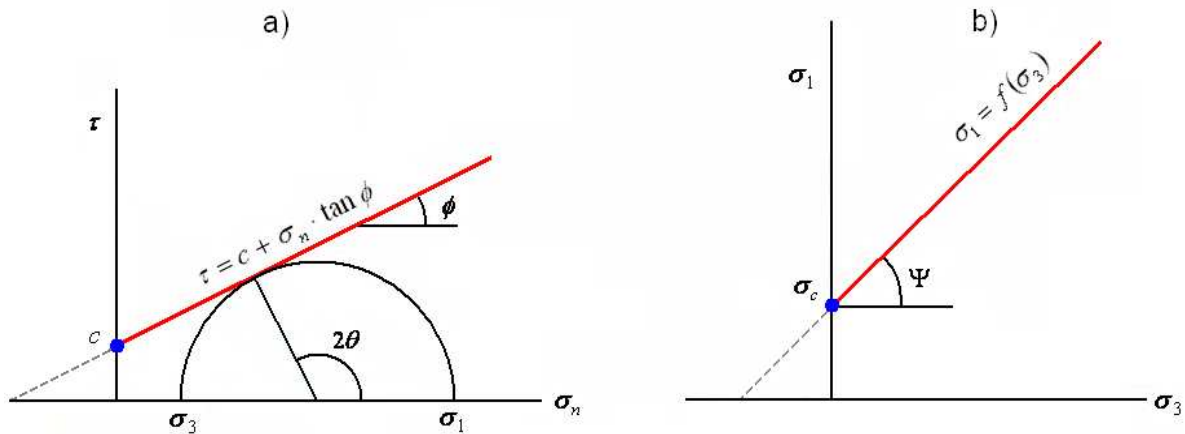


Figura 3.2 – Envoltentes de Mohr-Coulomb em termos de esforços normais e tangenciais e esforços principais
(a). Para um estado de tensão situado abaixo da envolvente não se alcançará a rotura (Vallejo *et al.*, 2004).

Contudo, o critério de rotura de Mohr-Coulomb apresenta-se desvantajoso na medida em que considera linear o comportamento tensão-deformação dos maciços rochosos, não se enquadrando com os seus comportamentos reais, e deste modo não fornece uma descrição verdadeira do processo físico que ocorre durante a rotura dos maciços.

Segundo este critério dar-se-á uma fractura por corte quando a resistência de pico do material é atingida. Apontam-se como grandes inconvenientes do critério de Mohr-Coulomb (Vallejo *et al.*, 2004):

- As envolventes de rotura da rocha definidas pelo critério são lineares, o que não traduz a realidade pois, por comprovação experimental, sabe-se que a resistência das rochas aumenta menos com o incremento da tensão normal de confinamento do que o obtido ao considerar-se uma lei linear;
- A direcção do plano de fractura nem sempre é comprovada pelos resultados experimentais;
- É sobrevalorizada a resistência do maciço rochoso à tracção.

Apesar dos inconvenientes anteriormente citados, o critério de Mohr-Coulomb pode ser aplicado na avaliação da resistência da rocha desde que se considere (Vallejo *et al.*, 2004):

- Que o valor da coesão corresponde a 10% da resistência à compressão simples da matriz rochosa;
- A partir de ensaios específicos ou de tabelas (Tabela 3.3), um valor do ângulo de atrito interno segundo o nível de tensões com que se trabalha.

Tendo em conta estes dois últimos aspectos, pode-se usar o critério de Mohr-Coulomb em maciços rochosos desde que a rotura por corte seja condicionada por uma superfície de descontinuidade.

3.2.2. CRITÉRIO DE ROTURA DE HOEK-BROWN

O critério de rotura de maciços rochosos de Hoek-Brown (1980) é amplamente aceite e tem sido aplicado a uma grande número de projectos a nível mundial. De um modo geral, este critério é considerado satisfatório apesar de algumas incertezas e incoerências na sua implementação a modelos numéricos e a programas computacionais de equilíbrio limite. Um dos inconvenientes que o critério apresenta prende-se com a dificuldade em se encontrar um ângulo de atrito e uma coesão equivalentes para um dado maciço rochoso (Hoek *et al.*, 2002).

Trata-se de um critério empírico de rotura não linear que foi formulado para ser aplicado, no seu caso geral, a maciços fracturados para avaliar a sua resistência. Para a aplicação deste critério é imprescindível o conhecimento do grau de fracturação do maciço assim como as características das superfícies das descontinuidades (Guerreiro, 2000).

Baseando-se em resultados experimentais de uma série de ensaios sobre rochas, Hoek e Brown propuseram uma expressão para avaliação da rotura para rochas anisotrópicas e fracturadas. Inicialmente, o critério original de rotura de Hoek-Brown para avaliar a resistência da matriz rochosa em termos de tensões principais era definido pela seguinte expressão:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m_i \sigma_{ci} \sigma_3 + \sigma_{ci}^2} \quad (3.4)$$

Sendo que:

- σ_1 e σ_3 são as tensões principais máxima e mínima na rotura;
- m_i é a constante de Hoek e Brown e depende das propriedades da matriz rochosa;
- σ_{ci} é a resistência à compressão simples da matriz rochosa.

A envolvente de rotura do critério de Hoek-Brown fica assim definida pela envolvente representada na Figura 3.3.

Como se constata pela observação da expressão (3.4), o critério só tinha em conta as propriedades da rocha intacta. Com o tempo, o critério foi sendo revisto e actualizado por Hoek e Brown e a partir dessa expressão foram introduzidos factores minorativos dessas propriedades de acordo com as características de fracturação do maciço rochoso. Os mesmos autores consideraram nula a resistência à tracção de maciços rochosos de má qualidade. A nova formulação tem em conta factores que determinam a rotura de um meio rochoso a grande escala, citando-se como exemplo a não linearidade da envolvente de rotura, a influência do estado de tensão do maciço, a relação entre a resistência à compressão e à tracção, entre outros.

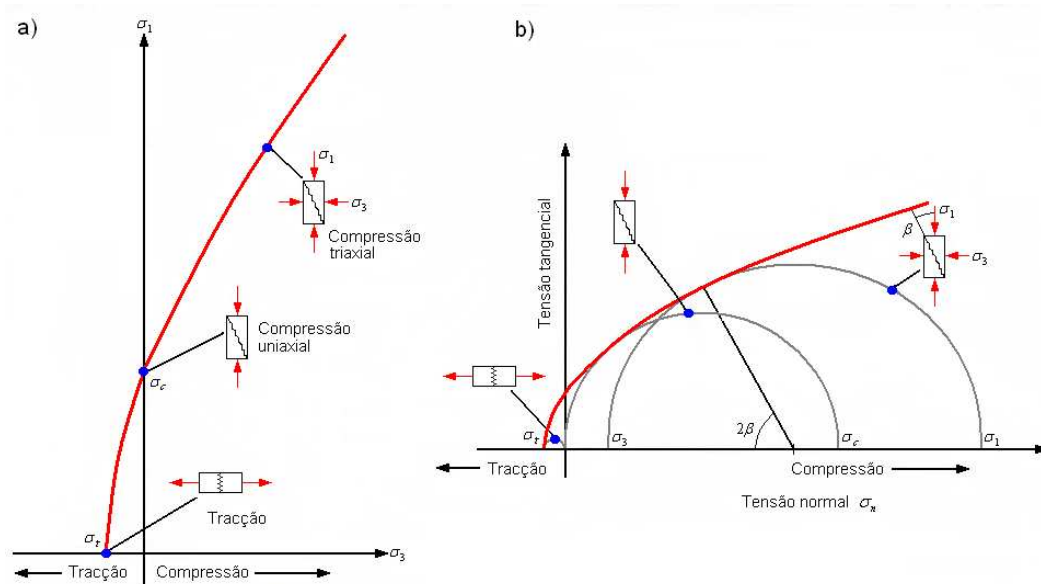


Figura 3.3 – Envolventes de rotura do critério de Hoek-Brown em função das tensões principais (a) e da tensão normal e tangencial (b). Estão também representadas as diferentes condições de esforço para a rotura da matriz rochosa (Adaptada de Vallejo *et al.*, 2004).

Com as novas considerações sobre a rotura dos maciços rochosos, o critério de Hoek-Brown ficou definido pela expressão:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \sqrt{m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s} \quad (3.5)$$

Em que:

- σ_1 e σ_3 são as tensões principais maiores e menores na rotura;
- σ_{ci} é a resistência à compressão simples da matriz rochosa;

- m_i e s são as constante adimensionais que dependem das propriedades da maciço rochoso, do tipo de rocha e da frequência e das características das descontinuidades. Para a rocha intacta s toma o valor unitário.

As constantes m e s podem obtêm-se a partir do sistema de classificação de maciços rochosos RMR de acordo com o enunciado em 3.2.2.1 e a resistência à compressão simples pode ser obtida, por exemplo, por via laboratorial (item 3.4.3.4).

Contudo, as expressões de rotura até agora apresentadas, assim como os parâmetros m e s , não proporcionam valores representativos para maciços rochosos alterados e de má qualidade, com materiais brandos e alterados. De forma a eliminar esta falha do critério, os autores decidiram-se pela introdução de uma nova constante, a , que assim como m e s , é dependente das propriedades e características do maciço rochoso. Outra das inovações, foi o facto de os autores considerarem que a classificação geomecânica (RMR) não era adequada para relacionar o critério de rotura às observações geológicas de campo, particularmente para maciços brandos e alterados. Deste modo foi proposta uma nova classificação através do Índice de Resistência Geológico (GSI) por Hoek (1994) e Hoek *et al.* (1995).

Estas actualizações à formulação inicial de Hoek e Brown fizeram com que o critério tomasse o nome de critério de rotura generalizado de Hoek- Brown, e é traduzido pela expressão:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (3.6)$$

A envolvente de Mohr - Coulomb correspondente a este critério fica definida pela expressão (3.7) e pode ser visualizada a sua construção gráfica na Figura 3.4.

$$\tau = A \sigma_{ci} \left(\frac{\sigma_n \sigma_{tm}}{\sigma_{ci}} \right)^B \quad (3.7)$$

Sendo:

- A e B são constantes do material;
- σ_n é a tensão normal no ponto de interesse;
- σ_{tm} é a resistência do maciço à tracção e é dada pela seguinte expressão:

$$\sigma_{tm} = \frac{s \sigma_{ci}}{m} \quad (3.8)$$

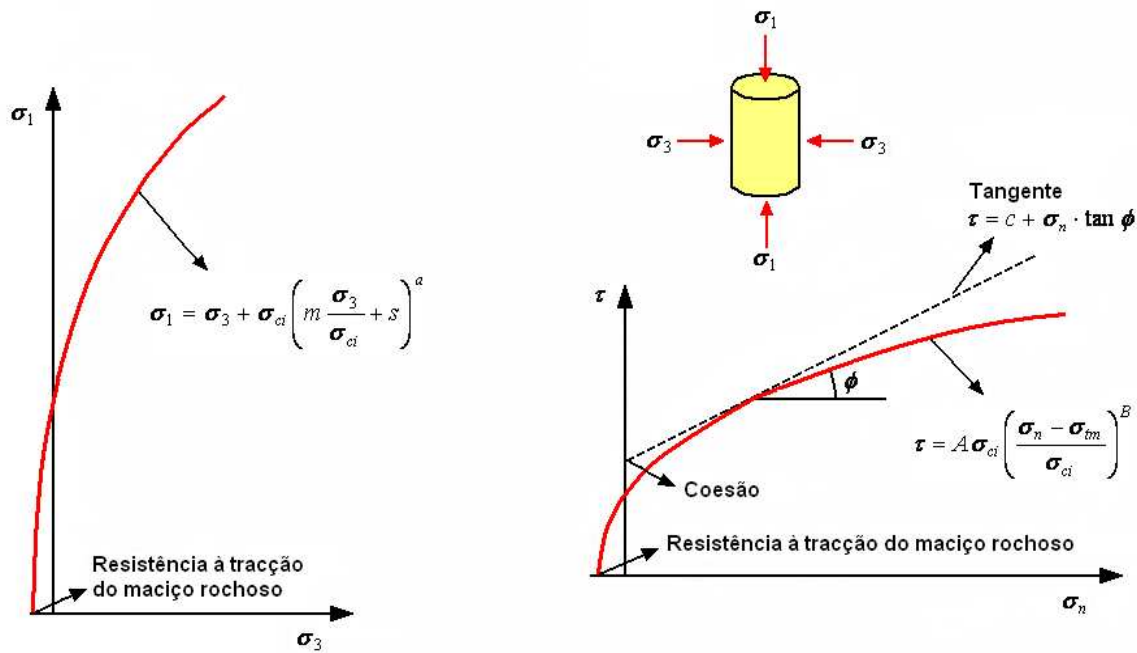


Figura 3.4 – Envolventes do critério generalizado de Hoek e Brown em função das tensões principais (esquema da esquerda) e em função da tensão normal e tangencial (esquema da direita) (Vallejo *et al.*, 2004).

Dentre os critérios de ruptura disponíveis, o de Hoek-Brown é o único que leva em consideração a resistência da rocha intacta e do maciço rochoso (através das constantes m , s e σ_{ci}). O critério fornece bons resultados para determinados tipos de rochas frágeis, como gnaisses, anfibolitos, doleritos, gabros, granitos, noritos e quartzodioritos. Maior dispersão é observada na previsão da ruptura, com este critério, em rochas dúcteis, como calcários e argilitos (Azevedo e Marques, 2002. Fonte: Vargas *et al.*, 1992).

3.2.2.1. Determinação das constantes m_i , m , s e a .

Como já mencionado anteriormente, as constantes m , s e a dependem das características do maciço rochoso, e estão ligadas às observações geológicas através das classificações geomecânicas (item 3.3). Quanto ao parâmetro de Hoek e Brown para a rocha intacta (matriz rochosa), m_i , este pode ser obtido em ensaios de compressão triaxial de uma amostra de rocha intacta ou então por consulta dos valores já tabelados por alguns autores, como se exemplifica na Tabela 3.1.

O valor da constante do maciço rochoso, m , corresponde a uma redução do valor da constante de Hoek e Brown, m_i , para a rocha intacta.

Tabela 3.1 – Valores da constante de Hoek e Brown, m_i , para a rocha intacta (Adaptada de Vallejo *et al.*, 2004).

Tipo de rocha e valor da constante m _i						
Tipo de rocha	Classe	Grupo	Textura			
			Grosseira	Média	Fina	Muito fina
Sedimentar	Clástica		Conglomerado (22)	Arenito 19	Silito 9	Argilito 4
			Grauvaque (18)			
	Não-clástica	Orgânica	Cré 7			
			Carvão (8-21)			
		Carbonatada	Bréchia (20)	Calcário compacto (10)	Calcário grosseiro 8	
		Química		Gesso 16	Anidrite 13	
Metamórfica	Não foliada		Mármore 9	Corneana (19)	Quartzito 24	
	Ligeiramente foliada		Migmatito (30)	Anfibolito 31	Milonito (6)	
	Foliada*		Gneisse 33	Xisto (10)	Filito (10)	Ardósia 9
Ígneas	Clara		Granito 33		Riolito (16)	Obsidiana (19)
			Granodiorito (30)		Dacito (17)	
			Diorito (28)		Andesito (19)	
	Escura		Gabro 27	Dolerito (19)	Basalto (17)	
			Norite 22			
		Tipo Piroclástica Extrusiva		Agglomerado (20)	Bréchia (18)	Tufo (15)

Hoek e Brown, 1997. Os valores entre parêntesis são estimados.

(*) Valores obtidos de ensaios da matriz rochosa com direcção de aplicação da carga normal aos planos de foliação. O valor de m_i será significativamente diferente se a rotura ocorre a favor dos planos de debilidade.

Após as primeiras adaptações da formulação original de Hoek e Brown aos maciços rochosos (Expressão 3.5), as constantes do m e s do maciço rochoso eram determinadas em função da classificação RMR e definidas pelas seguintes expressões:

- Para maciços rochosos sem alteração ou não afectados por explosões:

$$m = m_i \cdot \exp \frac{RMR - 100}{28} \quad (3.9)$$

$$s = \exp \frac{RMR - 100}{9} \quad (3.10)$$

- Para maciços rochosos alterados ou afectados por explosões:

$$m = m_i \cdot \exp \frac{RMR-100}{28} \quad (3.11)$$

$$s = \exp \frac{RMR-100}{6} \quad (3.12)$$

Com as mais recentes actualizações do critério de Hoek-Brown (Expressão 3.6) foi introduzida uma nova classificação geomecânica na avaliação das constantes m , s e a , ficando assim definidas:

$$m = m_i \cdot \exp \frac{GSI-100}{28-14D} \quad (3.13)$$

- Para maciços rochosos com $GSI \geq 25$ (boa a média qualidade):

$$s = \exp \frac{GSI-100}{9-3D} \quad (3.14)$$

$$a = 0,5 \quad (3.15)$$

- Para maciços rochosos com $GSI \leq 25$ (má a muito má qualidade):

$$s = 0 \quad (3.16)$$

$$a = 0,65 - \frac{GSI}{200} \quad (3.17)$$

Convém referir que D é um factor que depende do grau de perturbação ao qual o maciço rochoso foi sujeito devido ao uso de explosivos durante a escavação ou à libertação de tensões. O valor D pode ser estimado de acordo com a Tabela 3.2.

Segundo Vallejo *et al.* (2004), na interpretação dos valores de resistência obtidos após a aplicação do critério de Hoek-Brown, deve-se ter em conta que:

- O critério é valido unicamente para maciços rochosos com comportamento isotrópico;
- O índice GSI baseia-se em estimativas qualitativas e em modelos simples que raramente coincidem com as condições reais;
- Os resultados devem ser confrontados com outros métodos e sempre que seja possível, com dados do campo e análises a posteriori.

Tabela 3.2 – Orientações para a escolha do valor de D (Adaptada de Hoek *et al.*, 2002).

Aparência do maciço rochoso	Descrição do maciço rochoso	Valor D sugerido
	Excelente qualidade de explosões controladas ou escavação com tuneladora TBM – “Tunnel Boring Machine”, resultando em perturbações mínimas do maciço rochoso circundante ao túnel.	D = 0
	Escavação mecânica ou manual em maciços rochosos de má qualidade (sem rebentamentos) resulta em perturbações mínimas no maciço rochoso em torno do túnel.	D = 0
	Quando aparecem problemas de levantamento significativo do fundo da escavação devido a problemas de esmagamento, a perturbação pode ser elevada a menos que um aterro provisório seja colocado, como se mostra na figura.	D = 0.5 (sem aterro provisório)
	Rebentamentos de muito má qualidade num túnel em maciço muito rijo resultam em perturbações graves, estendendo-se 2 ou 3 metros no maciço rochoso circundante.	D = 0.8
	Pequenos rebentamentos em taludes de engenharia civil dão lugar a pequenas perturbações no maciço rochoso, particularmente se se usam explosivos de contorno como se mostra no lado esquerdo da fotografia. Entretanto, o alívio de tensões resulta em alguma alteração.	D = 0.7 Bons rebentamentos D = 1.0 Rebentamentos fracos
	Os taludes nas grandes minas de céu aberto sofrem alterações significativas devido às grandes explosões de produção e também devido à relaxação de tensões ao removerem-se as cargas de recobrimento.	D = 1.0 Rebentamentos controlados
	Em algumas rochas brandas a escavação pode levar-se a cabo mediante escarificação e empurro com tractores de lagartas e o grau de dano nos taludes será menor.	D = 0.7 Escavação mecânica

3.2.2.2. Obtenção dos parâmetros resistentes do maciço, c e ϕ .

Apesar de não ser um procedimento objectivo, Hoek e Brown (1997) propuseram um método de obtenção dos parâmetros resistentes do maciço rochoso, nomeadamente a coesão, c , e o ângulo de atrito, ϕ , que de uma forma geral consiste em fazer um ajuste da equação linear do critério de Mohr-Coulomb à curva da envolvente de Hoek-Brown permitindo calcular os parâmetros c e ϕ para uma determinada σ_n (Figura 3.4). Na Tabela 3.3 mostram-se alguns valores típicos para alguns tipos de rochas.

Tabela 3.3 – Valores de c e ϕ para rochas intactas (Adaptada de Vallejo *et al.*, 2004).

Rocha	Coesão	Ângulo de atrito básico	Rocha	Coesão	Ângulo de atrito básico
Andesito	280	45	Gabro	300	35
Arenito	80-350	30-50	Gnaisse	150-400	30-40
Basalto	200-600	48-55	Granito	150-500	45-58
Calcário	50-400	35-50	Grauvaque	60-100	45-50
Cré	10-60	30	Mármore	150-350	35-45
Quartzito	250-700	40-55	Argilito	30-350	40-60
Diabase	900-1200	40-50			15-25*
Diorito	150	50-55	Ardósia	100-500	40-55
Dolomia	220-600	25-35		< 100*	15-30*
Xisto	250	25-30*	Tufo	7	-
	20-150*	20-30*	Gesso	-	30

(*) Em superfícies de laminação ou xistosidade.

Dados seleccionados a partir de Walthan (1999), Rahn (1986), Goodman (1989), Farmer (1968), Jiménez Salas e Justo Alpañés (1975).

3.3. CLASSIFICAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DOS MACIÇOS ROCHOSOS

As classificações geomecânicas surgiram com o intuito de colmatar a insuficiente classificação dos maciços rochosos apenas com os resultados de ensaios ou com modelos teóricos. Desta forma a classificação do maciço rochoso torna-se necessária.

Estas classificações são utilizadas para caracterizar os maciços rochosos através de um conjunto de propriedades identificadas por observação directa dos maciços rochosos, índices de qualidade relacionados com os parâmetros geomecânicos dos maciços rochosos, e ensaios realizados *in situ* ou em amostras recolhidas em sondagens. Uma das grandes vantagens destas classificações é o facto de permitirem sistematizar o conjunto de elementos geotécnicos que interessa quantificar num determinado maciço rochoso.

Foram desenvolvidos vários esquemas de classificação de maciços sendo que na actualidade os que têm mais adeptos são:

- Classificação de Bieniawski;
- Classificação de Barton *et al.*;
- Classificação GSI.

3.3.1. CLASSIFICAÇÃO DE BIENIAWSKI – ÍNDICE RMR

Em 1973 Bieniawski sugeriu uma classificação para os maciços rochosos fracturados. Posteriormente em 1976 e 1989 viriam a ser feitas alterações à classificação inicial. Segundo o autor essa classificação deveria (Azevedo e Marques, 2002):

- Dividir o maciço rochoso em grupos de comportamento semelhante;
- Fornecer uma boa base para o entendimento das características do maciço;
- Facilitar o planeamento e o projecto de estruturas em rochas por meio de dados quantitativos, necessários à solução de problemas reais de engenharia;
- Fornecer uma base para a comunicação entre as pessoas envolvidas no problema geomecânico.

Este sistema de classificação fornece uma avaliação geral do maciço rochoso através da sua classificação com o índice RMR (“Rock Mass Rating”) que aumenta com a qualidade do maciço em uma escala de 0 a 100. Este índice corresponde a um somatório ponderado dos seguintes parâmetros característicos do maciço rochoso:

- Resistência à compressão uniaxial da rocha intacta;
- Índice RQD (“Rock Quality Designation”) - (Deere, 1967);
- Espaçamento das descontinuidades;
- Condições das descontinuidades;
- Condições de percolação de água;
- Orientação das descontinuidades.

O índice RQD deve ser calculado através da seguinte expressão:

$$RQD(\%) = 100 \times \frac{\text{comprimento dos fragmentos intactos}}{\text{comprimento de manobra}} \quad (3.18)$$

Na Figura 3.5 estão representados os pesos correspondentes aos cinco primeiros parâmetros indicados. É de referir que para o cálculo do peso correspondente à condição das descontinuidades deve ser tida em conta a avaliação exposta na Figura 3.6 e, caso não hajam dados suficientes sobre as descontinuidades, então essa avaliação deve ser efectuada de acordo com a Figura 3.5. A orientação das descontinuidades deve ser considerada diferentemente consoante o tipo de obra, daí que este parâmetro funcione como um factor correctivo. Na Figura 3.7 apresentam-se as considerações a tomar.

Parâmetros			Coeficientes				
1	Resistência da rocha intacta	Point Load	> 10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Ver compressão uniaxial
		Compressão uniaxial					
2	Pesos	R.Q.D.	15	12	7	4	5-25 MPa
		Pesos					
3	Espaçamento das descontinuidades	Pesos	20	17	13	8	1-5 MPa
		Pesos					
4	Condição das descontinuidades (ver Tabela 3)	Pesos	30	25	20	10	2
		Pesos					
5	Presença de água	Caudal por 10 m de comprimento do túnel	nenhum	< 10 l/min	10-25 l/min	25-125 l/min	> 125 l/min
		Relação pressão da água vs tensão principal máxima					
5	Pesos	Condições gerais	Completamente seco	15	7	4	Entrada de água
		Pesos					

Figura 3.5 – Classificação geomecânica de Bieniawski (1989) – RMR1989.

Comprimento da descontinuidade (persistência)	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m
Peso	6	4	2	1	0
Separação (abertura)	Nenhuma	< 0,1 mm	0,1 - 1,0 mm	1 - 5 mm	> 5 mm
Peso	6	5	4	1	0
Rugosidade	Muito rugoso	Rugoso	Ligeiramente rugoso	Quase liso	Liso
Peso	6	5	3	1	0
Enchimento	Nenhum	Duro com espessura < 5 mm	Duro com espessura > 5 mm	Mole com espessura < 5 mm	Mole com espessura > 5 mm
Peso	6	4	2	2	0
Grau de alteração	Não alteradas	Ligeiramente alteradas	Moderadamente alteradas	Muito alteradas	Em decomposição
Peso	6	5	3	1	0

Figura 3.6 – Classificação da condição das descontinuidades – RMR1989.

Direcção perpendicular ao eixo do túnel				Direcção paralela ao eixo do túnel		Inclinação 0-20°
Abertura do túnel no sentido da inclinação		Abertura do túnel no sentido inverso da inclinação		Inclinação 45-90°	Inclinação 20-45°	
Inclinação 45-90°	Inclinação 20-45°	Inclinação 45-90°	Inclinação 20-45°			
Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito desfavorável	Razoável	

Orientação das descontinuidades		Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito desfavorável
Pesos	Túneis e minas	0	-2	-5	-10	-12
	Fundações	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

Figura 3.7 – Efeito da orientação das descontinuidades – RMR1989.

Segundo a classificação de Bieniawski de 1989 podem-se classificar os maciços rochosos em cinco classes diferentes em função do índice RMR obtido. Em função deste índice, a classificação de Bieniawski fornece uma estimativa da coesão e do ângulo de atrito do maciço rochoso (Figura 3.8).

Peso global	100-81	80-61	60-41	40-21	< 21
Classe	I	II	III	IV	V
Descrição	Maciço rochoso muito bom	Maciço rochoso bom	Maciço rochoso razoável	Maciço rochoso fraco	Maciço rochoso muito fraco
Tempo médio para aguentar sem suporte	20 anos para 15 m de vão	1 ano para 10 m de vão	1 semana para 5 m de vão	10 horas para 2,5 m de vão	30 minutos para 1 m de vão
Coesão da massa rochosa (kPa)	> 400	300-400	200-300	100-200	<100
Ângulo de atrito da massa rochosa (°)	> 45	35-45	25-35	15-25	<15

Figura 3.8 – Classes de maciços rochosos e correspondentes parâmetros resistentes – RMR1989.

3.3.2. CLASSIFICAÇÃO DE BARTON ET AL. (SISTEMA Q)

Desenvolvida por Barton, Lien e Lunde (1974), esta classificação foi criada para utilização em projecto de túneis. Nesta classificação geomecânica é atribuído um índice de classificação do maciço rochoso - índice Q, e baseia-se em seis parâmetros para definir a qualidade do maciço rochoso, nomeadamente:

- Índice RQD (“Rock Quality Designation”);
- J_n - índice do número de descontinuidades;
- J_r - índice de rugosidade das descontinuidades;
- J_a - índice de alteração das paredes das descontinuidades;
- J_w - índice do caudal afluyente;
- SRF (“Stress Reduction Factor”) - índice do estado de tensões do maciço rochoso.

O valor do índice Q é dado pela expressão:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (3.19)$$

Atendendo ao significado de cada parâmetro pode-se referir que as três parcelas da expressão do índice Q correspondem a três aspectos do maciço rochoso:

- RQD/J_n caracteriza a estrutura do maciço rochoso e constitui uma medida do bloco unitário;
- J_r/J_a caracteriza as descontinuidades e/ou o seu enchimento sob o aspecto da rugosidade e do grau de alteração;
- J_w/SRF representa o estado de tensão no maciço rochoso.

A quantificação dos parâmetros intervenientes na expressão de cálculo do índice Q é apresentada desde a Figura 3.9 até à Figura 3.15.

Descrição do Parâmetro		Valor	Notas
"Rock Quality Designation"		R.Q.D.	1. Quando o RQD for < 10 (incluindo 0) considera-se um valor nominal de 10 no cálculo de Q 2. Intervalos de 5 no RQD têm precisão suficiente (100, 95, 90, ...)
A.	Muito mau	0-25	
B.	Mau	25-50	
C.	Médio	50-75	
D.	Bom	75-90	
E.	Muito bom	90-100	

Figura 3.9 – Classificação geomecânica de Barton *et al.* – Parâmetro RQD.

Descrição do Parâmetro		Valor	Notas
"Joint set number"		J_n	1. Nas intersecções utilizar $3 \times J_n$ 2. Nas embocaduras utilizar $2 \times J_n$
A.	Nenhuma ou poucas descontinuidades presentes	0,5 - 1,0	
B.	Uma família de descontinuidades	2	
C.	Uma família mais descontinuidades esparsas	3	
D.	Duas famílias de descontinuidades	4	
E.	Duas famílias mais descontinuidades esparsas	6	
F.	Três famílias de descontinuidades	9	
G.	Três famílias mais descontinuidades esparsas	12	
H.	Quatro ou mais famílias, descontinuidades esparsas, maciços muito fracturados	15	
I.	Rocha esmagada, tipo terroso	20	

Figura 3.10 – Classificação geomecânica de Barton *et al.* – Parâmetro J_n .

Descrição do Parâmetro		Valor	Notas
"Joint roughness number"		J_r	1. As descrições das alíneas a) e b) referem-se a escalas de amostragem de pequena e média dimensão, respectivamente 2. Adicionar 1,0 se o espaçamento médio da família de descontinuidades mais relevante for maior que 3 m 3. J_r igual a 0,5 pode ser usado para descontinuidades polidas e planas contendo lineações, se essas lineações estiverem orientadas na direcção de menor resistência
a) Contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades			
b) Contacto entre as paredes de rocha antes de 10 cm de escorregamento			
A.	Juntas descontinuas	4	
B.	Descontinuidades rugosas, irregulares, onduladas	3	
C.	Descontinuidades suaves e onduladas	2	
D.	Descontinuidades polidas e onduladas	1,5	
E.	Descontinuidades rugosas ou irregulares, planas	1,5	
F.	Descontinuidades lisas, planas	1,0	
G.	Descontinuidades polidas, planas	0,5	
c) Não há contacto entre as paredes de rocha no escorregamento			
H.	Zona contendo minerais argilosos e suficientemente espessa de modo a impedir o contacto entre as paredes	1,0	
I.	Zonas esmagadas contendo areias de modo a impedir o contacto entre as paredes	1,0	

Figura 3.11 – Classificação geomecânica de Barton *et al.* – Parâmetro J_r .

Descrição do Parâmetro		Valor	
"Joint alteration number"		J _a	ϕ , (°) aprox.
a) Contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades			
A.	Paredes duras, compactas, preenchimentos impermeáveis (quartzo ou epibolito)	0,75	-
B.	Paredes não alteradas, somente com leve descoloração	1,0	25-35
C.	Paredes ligeiramente alteradas, com partículas arenosas e rochas desintegradas não brandas	2,0	25-30
D.	Paredes com partículas siltsas ou areno-argilosas	3,0	20-25
E.	Paredes com partículas de materiais moles ou de baixo ângulo de atrito, tais como caulinite, mica, gesso, talco, clorite, grafite, etc., e pequenas quantidades de argilas expansivas	4,0	8-16
b) Contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades antes de 10 cm de escorregamento			
F.	Paredes com partículas de areia e rochas desintegradas, etc	4,0	25-30
G.	Descontinuidades com preenchimento argiloso sobreconsolidado (contínuo, mas com espessura < 5 mm)	6,0	16-24
H.	Descontinuidades com preenchimento argiloso subconsolidado (contínuo, mas com espessura < 5 mm)	8,0	12-16
I.	Descontinuidades com enchimento argiloso expansivo, como por exemplo montmorilonite (contínuo, mas com espessura < 5 mm); o valor de J _a depende da percentagem de partículas de argila expansiva e do acesso da água, etc	8-12	6-12
c) Não há contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades			
J.	Zonas ou bandas com rochas desintegradas ou esmagadas com argila (ver G, H e I para condições do material argiloso)	6,8 ou 8-12	6-24
K.	Zonas ou bandas siltsas ou areno-argilosas, com pequena fracção de argila	5,0	-
L.	Zonas contínuas de argila (ver G, H e I para condições do material argiloso)	10,13, 13-20	6-24

Figura 3.12 – Classificação geomecânica de Barton *et al.* – Parâmetro J_a.

Descrição do Parâmetro		Valor	Notas	
"Stress Reduction Factor"		SRF		
a) Zonas de fraqueza intersectando as escavações, o que pode causar a descompressão do maciço rochoso durante a abertura destas			1. Reduzir o índice SRF de 25 a 50% se as zonas de corte influenciarem a escavação sem a atravessarem 2. No caso de maciços rochosos contendo argila, é conveniente obter o índice SRF para as cargas de descompressão. A resistência da matriz rochosa é então pouco significativa. Em maciços muito pouco fracturados e sem argila,	
A.	Zonas de fraqueza frequentes, contendo argila ou rocha decomposta quimicamente; maciço rochoso envolvente muito descomprimido (todas as profundidades)	10,0		
B.	Zonas de fraqueza individuais, contendo argila ou rocha decomposta quimicamente (profundidades da escavação ≤ 50 m)	5,0		
C.	Zonas de fraqueza individuais, contendo argila ou rocha decomposta quimicamente (profundidades da escavação > 50 m)	2,5		
D.	Numerosas zonas de corte em rocha competente, sem argila; rocha envolvente descomprimida (todas as profundidades)	7,5		
E.	Zonas individuais de corte em rocha competente, sem argila (profundidades da escavação ≤ 50 m)	5,0		
F.	Zonas individuais de corte em rocha rígida, sem argila (profundidades da escavação > 50 m)	2,5		
G.	Juntas abertas, rocha muito fracturada e descomprimida (todas as profundidades)	5,0		
b) Rocha competente, problemas de tensões na rocha			σ_c / σ_1	σ_t / σ_1
H.	Tensões baixas, próximo da superfície	2,5	> 200	> 13
I.	Tensões médias	1,0	200-10	13-0,66
J.	Tensões altas, estrutura rochosa muito fechada (usualmente favorável para a estabilidade; pode ser desfavorável para a estabilidade das paredes)	0,5-2,0	10-5	0,66-0,33
K.	Explosões moderadas de rochas (rocha maciça)	5-10	5-2,5	0,33-0,16
L.	Explosões intensas de rochas (rocha maciça)	10-20	< 2,5	< 0,16
c) Rocha esmagada: plastificação de rochas incompetentes sob a influência de altas pressões de rocha				
M.	Pressão moderada da rocha esmagada	5-10		
N.	Pressão elevada da rocha esmagada	10-20		
d) Rochas expansivas: actividade química expansiva devida à presença da água				
O.	Pressão de expansão moderada	5-10		
P.	Pressão de expansão elevada	10-15		

Figura 3.13 – Classificação geomecânica de Barton *et al.* – Parâmetro SRF.

Descrição do Parâmetro		Valor		Notas
"Joint water reduction"		J _w	Pressão da água aprox. (MPa)	1. Os factores nos casos C a F são estimados para condições naturais; o parâmetro J _w deverá ser aumentado caso sejam efectuadas drenagens 2. Os problemas especiais relacionados com a formação de gelo não são considerados
A.	Escavações secas ou caudal afluído pequeno, isto é < 5 l/min localmente	1,0	< 0,1	
B.	Caudal médio ou pressão que ocasionalmente arraste o preenchimento das descontinuidades	0,66	0,1-0,25	
C.	Caudal ou pressão elevada em rochas competentes sem preenchimento	0,5	0,25-1	
D.	Caudal ou pressão elevada, com considerável arrastamento do preenchimento das descontinuidades	0,3	0,25-1	
E.	Caudal excepcionalmente elevado ou pressão explosiva, decaindo com o tempo	0,2-0,1	> 1	
F.	Caudal excepcionalmente elevado ou pressão contínua, sem decaimento	0,1-0,05	> 1	

Figura 3.14 – Classificação geomecânica de Barton *et al.* – Parâmetro J_w.

Classe	Tipo de escavação	ESR
A.	Cavidades mineiras temporárias	3-5
B.	Poços verticais de secção circular	2,5
	Poços verticais de secção quadrada ou rectangular	2,0
C.	Cavidades mineiras definitivas, túneis de aproveitamentos hidráulicos (excepto túneis sob pressão), túneis piloto, túneis de desvio, escavações superiores de grandes cavidades	1,6
D.	Cavernas de armazenagem, estações de tratamento de águas, pequenos túneis rodo-ferroviários, chaminés de equilíbrio, túneis de acesso	1,3
E.	Centrais subterrâneas, túneis rodo-ferroviários de grande dimensão, abrigos de defesa, bocas de entrada, intersecções	1,0
F.	Centrais nucleares subterrâneas, estações de caminhos de ferro, fábricas	0,8

Figura 3.15 – Classificação geomecânica de Barton *et al.* – Índice de segurança ESR para diferentes obras subterrâneas (Q).

3.3.3. CLASSIFICAÇÃO GSI ("GEOLOGICAL STRENGTH INDEX")

A criação desta classificação geomecânica, desenvolvida por Hoek (1994) e Hoek *et al.* (1995), está relacionada com o critério generalizado de Hoek- Brown para os maciços rochosos e a estimativas dos seus parâmetros resistentes (item 3.2.2).

Com esta classificação dos maciços rochosos pretende-se estimar a diminuição da sua resistência com diferentes condições geológicas.

Na avaliação do índice geológico de resistência - GSI - são tidos em conta diversos aspectos do maciço rochoso, como é o caso da sua qualidade em função do grau e das características de fracturação, da sua estrutura geológica, do tamanho dos blocos e alteração das descontinuidades.

Através da Figura 3.16 é possível estabelecer um intervalo de variação do índice geológico de resistência, visto ser mais aconselhado do que a escolha de um valor médio.

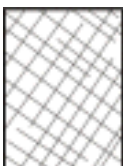
GEOLOGICAL STRENGTH INDEX – GSI (Hoek e Marinovs, 2000)		CARACTERÍSTICAS DAS SUPERFÍCIES DAS DESCONTINUIDADES	QUALIDADE DECRESCENTE DAS SUPERFÍCIES →				
			MUITO BOAS Superfícies muito rugosas, sãs.	BOAS Superfícies rugosas, ligeiramente alteradas, com ondulação.	RAZOÁVEIS Superfícies suaves, moderadamente alteradas e desgastadas.	FRACAS Superfícies estriadas, fortemente alteradas, com preenchimentos arenosos.	MUITO FRACAS Superfícies estriadas, fortemente alteradas, com preenchimentos argilosos.
GEOESTRUTURA		INTERLIGAÇÃO DECRESCENTE ENTRE BLOCOS DE ROCHA ←					
	INTACTA OU MACIÇA – rocha intacta ou maciça com descontinuidades em pequena quantidade e muito afastadas.						
	COMPARTIMENTADO (“blocky”) – maciço não perturbado, constituído por blocos cúbicos, bem travados entre si, definidos por 3 famílias de descontinuidades.						
	MUITO COMPARTIMENTADO (“very blocky”) – maciço parcialmente perturbado, com blocos angulares multi – facetados, travados entre si, definidos por 4 ou mais famílias de descontinuidades.						
	COMPARTIMENTADO/TECTONIZADO (“blocky/disturbed”) – dobrado e/ou com presença de falhas, com blocos angulares definidos por varias famílias de descontinuidades. Persistência de xistosidade ou planos de fraqueza.						
	DESINTEGRADO – maciço pouco interligado, fortemente partido, com mistura de fragmentos angulares e arredondados.						
	FOLIADO/LAMINADO – maciço foliado, dobrado e tectonizado. A estrutura do maciço é conferida pela presença de planos de xistosidade ou de corte pouco espaçados.						

Figura 3.16 – Estimativa do índice GSI com base em descrições geológicas (Menezes e Varela, 2006).

3.3.4. DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE A PARTIR DAS CLASSIFICAÇÕES GEOMECÂNICAS

Além de permitirem a uniformização da classificação dos maciços rochosos fracturados, através dos índices das classificações geomecânicas, é possível obter uma estimativa do módulo de deformabilidade do maciço rochoso.

Assim, e dependendo da classificação geomecânica usada, índice RMR, Q ou GSI, o módulo de deformabilidade do maciço rochoso, em GPa, fica assim definido:

- Bieniawski (1978):

$$E_m = 2RMR - 100 \quad (RMR > 50) \quad (3.20)$$

- Serafim e Pereira (1983):

$$E_m = 10^{\frac{RMR-10}{40}} \quad (RMR > 50 \text{ e } \sigma_c > 100 \text{ MPa}) \quad (3.21)$$

- Barton *et al.* (1980):

$$E_m = 25 \cdot \log Q \quad (Q > 1) \quad (3.22)$$

- Hoek e Brown (1997):

$$E_m = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{\frac{GSI-10}{40}} \quad (\sigma_{ci} \leq 100 \text{ MPa}) \quad (3.23)$$

3.3.5. CORRELAÇÕES ENTRE AS CLASSIFICAÇÕES GEOMECÂNICAS

Alguns autores propuseram determinadas correlações entre as diversas classificações geomecânicas. No caso da correlação entre a classificação de Barton e a de Bieniawski (1989), esta pode ser feita desde que se tenha em atenção que para maciços rochosos de má qualidade, $RMR_{89} < 25$, na classificação de Barton não se deve contabilizar o efeito da água. As expressões que permitem tais correlações são:

$$RMR_{89} = 9 \cdot \ln Q + 44 \quad (3.24)$$

$$RMR_{89} = 13,5 \cdot \log Q + 43 \quad (3.25)$$

Na estimativa do índice GSI a partir da classificação de Bieniawski (1989) não se deve considerar o efeito da água e o factor correctivo devido à orientação das descontinuidades. Desta forma, e para valores do índice RMR maiores que 25, pode-se usar a expressão:

$$GSI = RMR_{gg} - 5 \quad (3.26)$$

3.4. RESISTÊNCIA DAS DESCONTINUIDADES

Nem sempre a rotura do maciço rochosos é condicionada pela resistência da rocha. Nos casos em que a rocha apresenta elevada resistência, o comportamento global do maciço rochoso, será principalmente condicionado pelas características geométricas das superfícies das descontinuidades.

É sabido que as descontinuidades e outras fracturas planares modificam radicalmente o comportamento da rocha, devido a que o facto das juntas geralmente estarem distribuídas aleatoriamente geram uma considerável anisotropia nas propriedades do maciço rochoso, destacando-se a anisotropia de resistência. Os maciços rochosos normalmente são anisotrópicos nas propriedades que afectam o comportamento mecânico. É o caso das descontinuidades, visto que estas tornam um maciço rochoso mais deformável e anisotrópico, e ditam a resistência ao corte do maciço (Ramírez, 2006).

Desta forma o estudo do comportamento mecânico de superfícies de descontinuidades requer o conhecimento da morfologia das paredes das descontinuidades e do seu imbricamento, isto é, da rugosidade, assim como das condições limite, nomeadamente, tensões, rigidez dos blocos vizinhos.

Sendo normalmente as descontinuidades que condicionam o comportamento mecânico global dos maciços rochosos, no estudo de um problema prático é necessário começar-se pela identificação do sistema de descontinuidades à escala do maciço e da obra em questão.

As resistências ao corte das descontinuidades podem ser obtidas tanto no campo como no laboratório (ver capítulo 4).

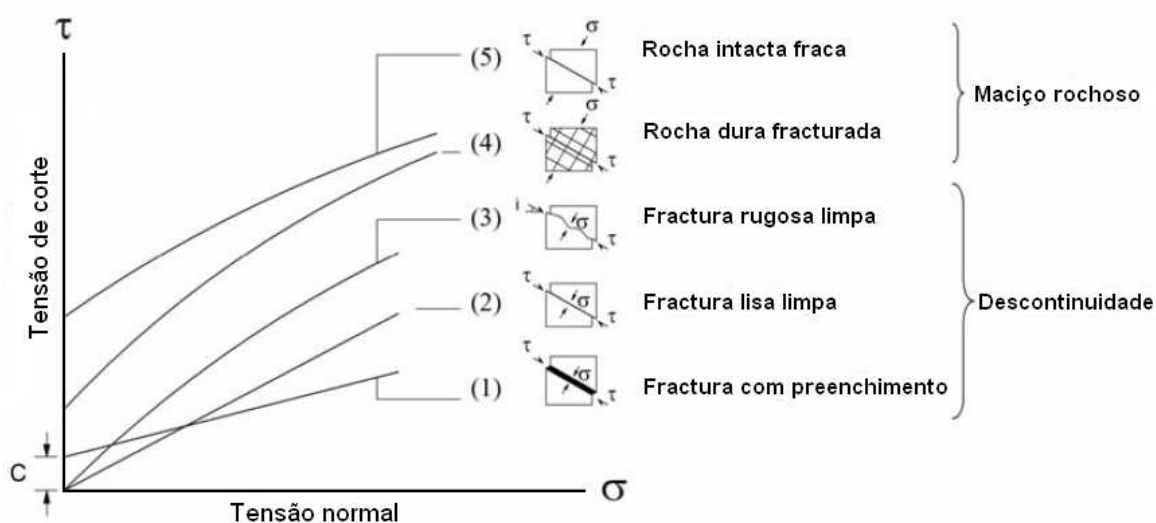


Figura 3.17 – Relações entre as tensões normal e de corte sobre uma superfície de rotura para cinco diferentes condições geológicas (Adaptada de Neyra, 2006).

Como esquematizado na Figura 3.17, Board (1996) ilustrou no diagrama de Mohr os possíveis comportamentos da resistência ao corte para três tipos de descontinuidades e dois tipos de maciços rochosos (assunto tratado no item 3.2). A inclinação de cada linha ou envolvente expressa o ângulo de atrito enquanto que a sua intersecção com o eixo da tensão de corte corresponde ao valor da coesão.

Analisando somente as envolventes correspondentes às superfícies de descontinuidades verifica-se que para o caso de descontinuidades com material de preenchimento (1) o ângulo de atrito será baixo e pode existir coesão caso o preenchimento não esteja perturbado. No caso (2), a descontinuidade é lisa e limpa daí que não se verifique a existência de coesão. O ângulo de atrito varia consoante o tipo de rocha. No que diz respeito à envolvente (3) a coesão é nula e o ângulo de atrito é composto por uma componente de atrito da rocha (ϕ_b) e por uma componente (i) correspondente às asperezas da superfície da descontinuidade e a razão entre a resistência da rocha e a tensão normal aplicada. Como se pode observar, nesta situação, verifica-se um abrandamento do ângulo de atrito total. Isto deve-se ao facto de com o aumento da tensão normal as asperezas irem sendo fracturadas. Após o rompimento das asperezas, o ângulo de atrito da descontinuidade tende para um valor residual, que se denomina ângulo de atrito residual (ϕ_r) (Neyra, 2006).

Na Figura 3.18 representa-se esquematicamente estas situações, onde se pode verificar qual a influência da rugosidade e da tensão normal sobre o ângulo de atrito da superfície da descontinuidade.

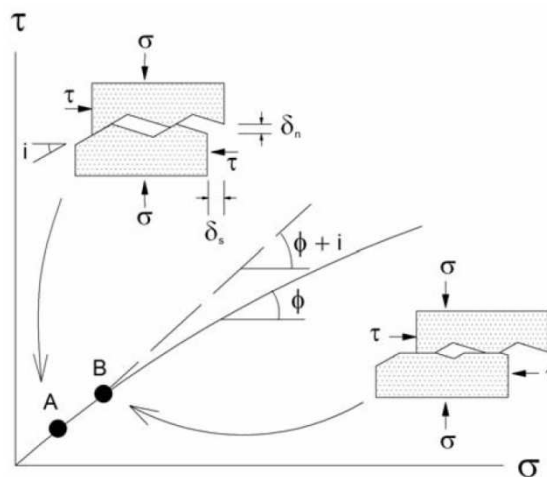


Figura 3.18 – Efeito da rugosidade e da tensão normal sobre o ângulo de atrito da superfície da descontinuidade (Neyra, 2006).

De acordo com o que foi relatado anteriormente conclui-se que a resistência ao corte de superfícies de descontinuidades é ditada pelas características dessas superfícies, mais concretamente a sua geometria, morfologia e rugosidade.

Assim, e voltando-se a frisar, o comportamento mecânico global de um maciço rochoso está normalmente associado ao comportamento ao corte das descontinuidades nele inseridas. Deste modo, como existem diversos parâmetros que se relacionam com o comportamento ao corte das descontinuidades, o estudo deste fenómeno torna-se complexo, sendo então de fundamental importância o conhecimento dos principais parâmetros que influenciam o comportamento ao corte das descontinuidades, destacando-se:

- As características geométricas das paredes das descontinuidades bem como as suas asperezas e o seu grau de alteração;
- A espessura, a natureza do material de enchimento e a presença de água neste;
- A presença de água na descontinuidade;
- O nível de tensões normais iniciais e no momento de corte;
- A velocidade de deslizamento no corte;
- A amplitude do deslocamento tangencial e a existência eventual de movimentos anteriores segundo a mesma descontinuidade.

O estudo do comportamento ao corte das superfícies de descontinuidades baseia-se em relações entre os esforços de corte aplicados e os deslocamentos tangenciais gerados na superfície da descontinuidade. Esta relação entre a tensão de corte e os deslocamentos induzidos corresponde à rigidez da descontinuidade. Facilmente se constata que as curvas representativas do comportamento das superfícies das descontinuidades (Figura 3.17) são muito semelhantes às curvas de rotura da matriz rochosa, com a diferença de que as primeiras correspondem a roturas através de planos pré existentes (Vallejo *et al.*, 2004).

Nas últimas décadas têm sido desenvolvidos diversos critérios de rotura para superfícies de descontinuidades, tendo sido alguns destes desenvolvidos com base em resultados laboratoriais. Os mais conhecidos são o de Mohr - Coulomb, de Patton (1966) e de Barton e Choubey (1977).

3.4.1. CRITÉRIO DE MOHR-COULOMB

Por observação de um bloco num plano inclinado, Coulomb reparou que, se a resultante de todas as forças que nele actuem tivesse um ângulo em relação à normal da descontinuidade menor que o ângulo de atrito da descontinuidade, este permanecia imóvel na superfície planar. A partir deste pressuposto, e tendo em conta que a resistência ao corte de superfícies de descontinuidades depende da fricção entre as superfícies e, em menor escala, da coesão (caso exista material de preenchimento), foi desenvolvida a expressão de Mohr-Coulomb para o cálculo da resistência ao corte de descontinuidades.

Na ausência de deslocamentos transversais, ou de corte, anteriores à data do cálculo da resistência ao corte de uma superfície de descontinuidade, essa resistência virá definida pela seguinte expressão:

$$\tau_p = c + \sigma_n \cdot \tan \phi_p \quad (3.27)$$

Esta expressão corresponde a uma resistência de corte de pico, τ_p , (Figura 3.19) e vem expressa em função da coesão, c , da tensão normal sobre o plano da descontinuidade, σ_n , e do ângulo de atrito de pico, ϕ_p . Caso se continuem a aumentar os deslocamentos tangenciais após a resistência de corte de pico, a resistência ao corte vai diminuindo progressivamente até atingir um valor residual (Figura 3.19), vindo expressa somente em função da tensão normal aplicada na superfície da descontinuidade e do ângulo de atrito residual, ϕ_r . Então:

$$\tau_r = \sigma_n \cdot \tan \phi_r \quad (3.28)$$

Sabe-se que são factores como a tensão normal, rugosidade, resistência e deformabilidade das paredes, área de contacto entre as paredes rochosas, etc, que controlam a resistência ao corte das superfícies de descontinuidade. Pela análise da expressão do critério de rotura de Mohr-Coulomb, constata-se que esta apenas contempla o esforço normal e as propriedades resistentes das superfícies das descontinuidades, o que, apesar da sua aplicabilidade, não a invalida de ser uma simplificação.

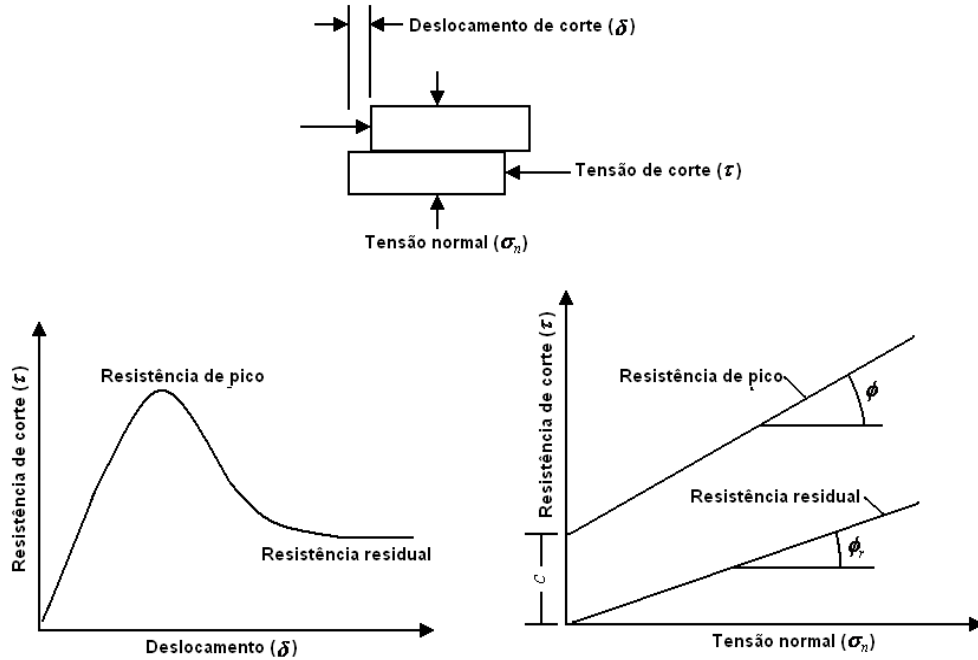


Figura 3.19 – Comportamento das descontinuidades planares durante o corte ou deslizamento (Hoek, 2007).

3.4.2. CRITÉRIO DE PATTON

Uma vez que todas as superfícies naturais das descontinuidades exibem algum grau de irregularidade ou aspereza, variando de superfícies polidas ou estriadas até superfícies muito ásperas, existe uma consideração de que as irregularidades das superfícies de descontinuidades são formadas por ondulações maiores (irregularidades de primeira ordem) e asperezas menores (irregularidades de segunda ordem). Estas têm influência no ângulo de atrito das descontinuidades. Foi com base nestes factos que Patton (1966), idealizando um modelo de uma descontinuidade com uma geometria formada por uma série de triângulos constantes como uma serra de dentes (Figura 3.20), e utilizando ensaios de corte em superfícies assim definidas, concluiu que o ângulo de atrito total, ou ângulo de atrito de pico (ϕ_p) é igual ao somatório do ângulo de atrito básico (ϕ_b) e o ângulo médio das irregularidades (i) (Neyra, 2006).

$$\phi_p = \phi_b + i \quad (3.29)$$

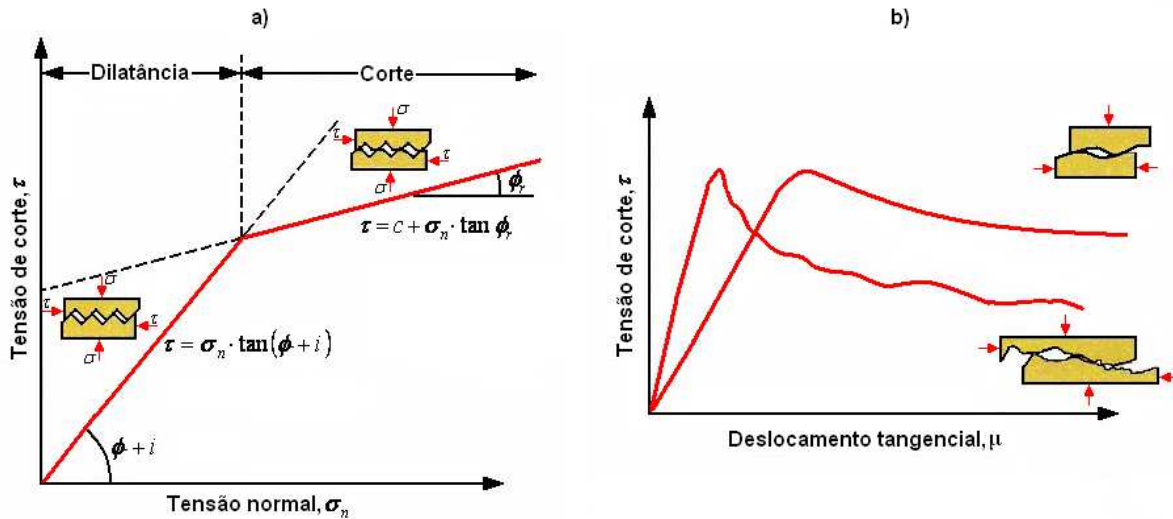


Figura 3.20 – a) Critério bi-linear para descontinuidades rugosas; b) Curvas típicas tensão de corte vs deslocamento tangencial para descontinuidades rugosas (Vallejo *et al.*, 2004).

Patton achou também que não fazia sentido contabilizar a coesão no cálculo da resistência ao corte das superfícies de descontinuidades, a não ser que exista material de preenchimento entre as paredes de rocha, e no caso de este apresentar características mecânicas suficientes para se gerar coesão entre as paredes de rocha. O autor refere ainda que para tensões normais baixas, para que haja deslocamento tangencial relativo entre as superfícies das paredes de rocha, terá também de existir deslocamento normal de modo a superar-se o ângulo i , ou seja, as irregularidades. A esta ocorrência dá-se o nome de dilatância e é caracterizada pelo arco tangente da relação entre os deslocamentos normais e os deslocamentos de corte. O critério de Patton, ou critério bi-linear, é dado pela expressão (3.30).

$$\tau_p = \sigma_n \cdot \tan(\phi_b + i) \quad (3.30)$$

Com o aumento da tensão normal aplicada na superfície da descontinuidade, e se se continuar a aumentar os incrementos de deslocamento tangencial, vai se dando um progressivo rompimento dos bordos das irregularidades e as superfícies de deslocamento das paredes das descontinuidades vão-se aproximando da horizontal, prevalecendo o ângulo de atrito básico (ϕ_b). Caso se continue a aumentar a tensão normal, há-de ser atingido um estado de tensão tal que impossibilita a ocorrência de dilatância, e para ocorrer deslocamento tangencial as irregularidades terão de ser completamente destruídas. Neste caso a resistência ao corte das descontinuidades é apenas uma resistência residual e é dada pela expressão (3.31). A Figura 3.20 ajuda a compreender estas situações.

$$\tau_p = \sigma_n \cdot \tan \phi_r \quad (3.31)$$

3.4.3. CRITÉRIO DE BARTON E CHOUBEY

Por se tratar do método de avaliação da resistência ao corte que melhor se adapta à realidade das descontinuidades rochosas, e por este motivo se enquadrar com os objectivos do presente trabalho, será dado a este critério um maior destaque.

Trata-se de uma forma de se determinar a resistência ao corte de superfícies de descontinuidades por utilização de métodos empíricos. O critério de Barton e Choubey (1977) é um exemplo disso. Este critério de rotura foi desenvolvido, com base em ensaios de laboratório onde se observaram evidências físicas da influência das propriedades das superfícies das descontinuidades (resistência à compressão e rugosidade das paredes) na explicação da resistência ao corte dessas superfícies. Estes autores desenvolveram métodos para quantificar essas propriedades e propuseram uma lei empírica com a finalidade de ser utilizada tanto para extrapolar e ajustar dados experimentais quanto para prever valores de resistência ao corte de descontinuidades (Azevedo e Marques, 2002).

Em virtude de algumas limitações inicialmente apresentadas pelo critério, e com base em inúmeros ensaios experimentais, tanto em descontinuidades artificiais como em descontinuidades naturais, a expressão foi sendo aperfeiçoada. Desta forma, Barton e Bandis (1990) propuseram a seguinte expressão, hoje quase universalmente usada, para determinar a resistência ao corte das superfícies de descontinuidades rugosas:

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan \left[JRC \cdot \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_r \right] \quad (3.32)$$

Em que:

- σ_n é a tensão normal à superfície da descontinuidade;
- JRC (“Joint Roughness Coefficient”) é o coeficiente relativo à rugosidade das parede da descontinuidade;
- JCS (“Joint Wall Compression Strength”) expressa a resistência à compressão simples da parede da descontinuidade
- ϕ_r é o ângulo de atrito residual.

Este critério de rotura considera a inexistência de tracção e, como verificado pela sua expressão, é dependente de, além da tensão normal aplicada na superfície da descontinuidade, três componentes, uma componente geométrica definida pelo parâmetro JRC , uma componente de aspereza que é função da relação JCS/σ_n , e uma componente friccional definida pelo ângulo de atrito residual, ϕ_r . Na Figura 3.20 estão esquematizadas as curvas típicas de tensão de corte vs. deslocamentos tangenciais para descontinuidades rugosas.

Normalmente uma descontinuidade rugosa alterada, a que corresponde um valor de JRC alto e um de JCS baixo, sofre maior dano durante o corte do que uma descontinuidade resistente e mais lisa, ou seja, com uma valor de JRC baixo e de JCS alto. Contudo, em ambos os casos, a dilatância será baixa. Somente descontinuidades com valores de JRC e JCS altos se dilatarão significativamente (Barton e Choubey, 1977).

3.4.3.1. Coeficiente de rugosidade da descontinuidade, JRC

O coeficiente de rugosidade da descontinuidade ou junta - JRC - é um parâmetro que depende da rugosidade das paredes das juntas e o seu valor varia entre 0 e 20. O coeficiente JRC pode ser estimado a partir de:

- Comparação visual do perfil da descontinuidade em estudo com os perfis de rugosidade tipo propostos Barton e Bandis (1983). Estão tabelados dez perfis tipo e a cada um deles corresponde um intervalo de valores do coeficiente JRC. A rugosidade deve se classificada atendendo à macro ou micro escala segundo os perfis de rugosidade mostrados na Figura 2.7. Uma forma de se obter o perfil de rugosidade das descontinuidades em questão é através da utilização do perfilômetro de Barton, instrumento que permite de forma simples obter a “forma” da superfície da descontinuidade.

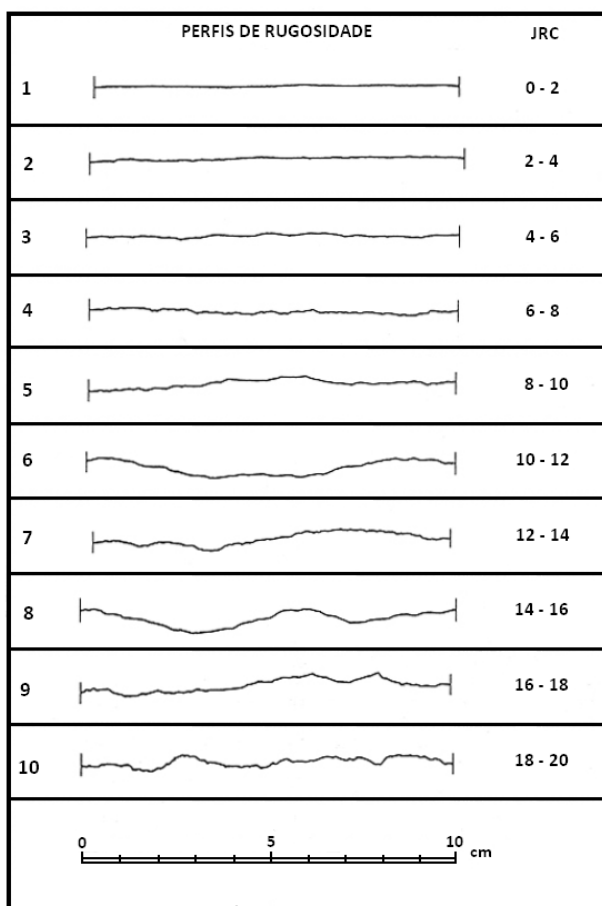


Figura 3.21 – Perfis tipo de rugosidade propostos por Barton e Bandis (1983) e valores correspondentes de JRC.

- Ensaios *tilt test*. Com a realização destes ensaios é possível estimar-se indirectamente o valor do coeficiente JRC. Estes ensaios, de uma forma simples, consistem em colocar no aparelho blocos de rocha separados pela superfície da descontinuidade fazendo-se inclinar a base de suporte destes até que a parte superior do bloco deslize em relação à

inferior (que deve estar fixa). Deve ser medido o ângulo para o qual se inicia o deslizamento do bloco superior (ângulo α). O cálculo do coeficiente JRC será dado pela expressão:

$$JRC = \frac{\alpha - \phi_r}{JRC\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right)} \quad (3.33)$$

ensaio

- Comparação do comprimento do perfil obtido pelo perfilómetro de Barton com a maior amplitude da aspereza. Utiliza-se para o efeito o ábaco exposto na Figura 3.22. Por análise desse ábaco verifica-se que só é possível fazer-se a estimativa do valor de JRC para perfis com mais de 10 cm.

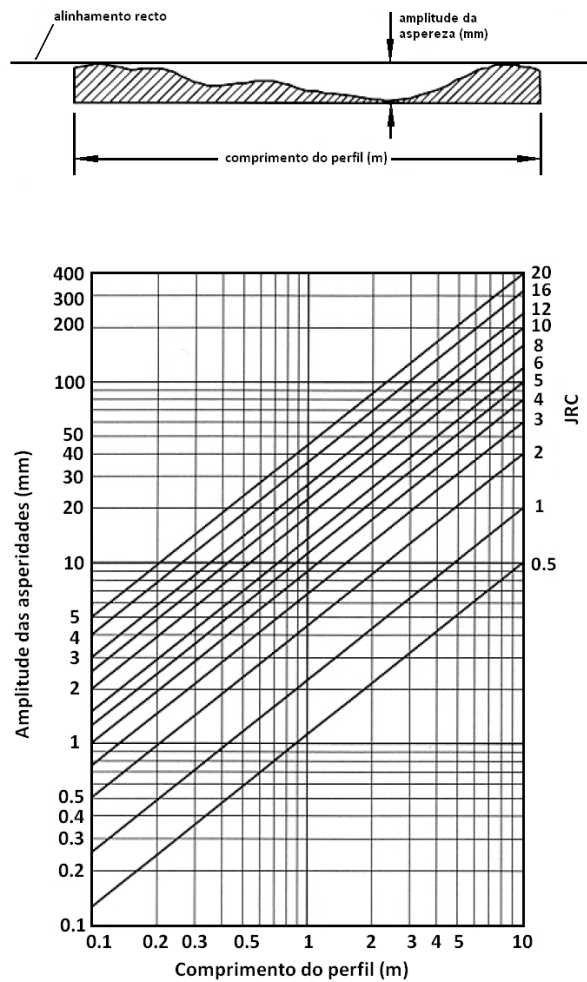


Figura 3.22 – Método alternativo para estimar o valor de JRC.

3.4.3.2. Resistência das paredes das descontinuidades, JCS

É um parâmetro de importância fundamental, já que são as finas camadas de rocha adjacentes à descontinuidade que controlam as propriedades de resistência e deformabilidade do maciço. O seu valor pode ser estimado a partir dos resultados do esclerómetro – Martelo de Schmidt (Figura 3.24). Na quantificação do parâmetro JCS é necessário ter em conta algumas situações:

- No caso das superfícies das descontinuidades não estarem alteradas ou meteorizadas, considera-se JCS igual ao valor da resistência à compressão simples da matriz rochosa, σ_{ci} .
- Deve-se ter em atenção que se existir fluxo de água, o valor de JCS deve ser inferior à resistência à compressão da rocha intacta.
- Na ausência de resultados experimentais pode-se usar uma estimativa conservativa igual a $0,25 \sigma_{ci}$.
- Quando as descontinuidades se apresentam alteradas pode-se estimar o parâmetro JCS a partir da expressão:

$$\log_{10} JCS = 0,00088 \gamma_{rocha} r + 1,01 \quad (3.34)$$

$(JCS \text{ em } MN / m^2; \gamma_{rocha} \text{ em } KN / m^3)$

É de referir que Barton e Choubey (1977) verificaram que quando o valor da relação JCS/σ_n é suficientemente baixo, ocorre um dano significativo nas rugosidades das superfícies. Se o valor dessa relação foi alta, os danos causados serão pouco significativos.

Segundo estes autores, a resistência friccional total é dada por $\phi_r + i$, e por regra não é superior a 50° e quanto maior a tensão normal aplicada na superfície da descontinuidade menor será o valor da resistência friccional total. Pela relação de Barton e Choubey, para tensões normais muito baixas obtêm-se ângulos de atrito muito altos, por isso quando se verificar a condição $JCS/\sigma_n > 50$ deve-se considerar um valor do ângulo de atrito contante (ϕ_p) igual a (Vallejo *et al.*, 2004):

$$\phi_p = \phi_r + 1,7 \cdot JRC \quad (3.35)$$

3.4.3.3. Estimativa do ângulo de atrito residual, ϕ_r

Normalmente, por efeitos de meteorização, as paredes das descontinuidades encontram-se alteradas, daí que não se considere o ângulo de atrito básico do material (ϕ_b) mas sim um ângulo de atrito de valor inferior. Esse valor pode ser estimado a partir de ensaios com o martelo de Schmidt e pode ser calculado pela seguinte expressão:

$$\phi_r = (\phi_b - 20^\circ) + 20 \frac{r}{R} \quad (3.36)$$

Em que:

- ϕ_b é o ângulo de atrito básico da rocha e pode ser obtido no ensaio *tilt test* ou, de forma mais certa, por consulta de valores já tabelados (Tabela 3.3).
- r - valor obtido a partir do martelo de Schmidt para a superfície da descontinuidade em estudo no seu estado natural, seco ou húmido.
- R - valor obtido a partir do martelo de Schmidt para uma superfície de uma descontinuidade, intacta e seca, do mesmo material que a descontinuidade em estudo.

Se as paredes das descontinuidades estão intactas, $\phi_r = \phi_b$, tipicamente ϕ_b em descontinuidades planas inalteradas são da ordem de 25° a 37° para rochas sedimentares, de 29° a 38° para rochas ígneas e de 21° a 30° para rochas metamórficas (Vallejo *et al.*, 2004).

3.4.3.4. Breve descrição dos ensaios usados na determinação das componentes da expressão de Barton

- Ensaio com o esclerómetro ou martelo de Schmidt

O esclerómetro ou martelo de Schmidt (Figura 3.23) é um instrumento portátil que permite estimar, de forma indirecta, da resistência à compressão simples de rochas e descontinuidades. Trata-se de um ensaio não destrutivo e o facto de ser um instrumento portátil permite a sua utilização no campo.

Este instrumento faz a medição do “ressalto” por aplicação de uma determinada energia à superfície do material a testar. Este aparelho é usado empurrando o êmbolo do martelo contra a superfície. Quando o êmbolo é largado origina a libertação de uma carga sobre a superfície a ensaiar, a qual reage originando um “ressalto” no martelo que é medido instantaneamente pelo aparelho e designado pela letra R (número ou dureza de Schmidt). O valor de R situa-se entre 10 e 100.



Figura 3.23 – Esclerómetro ou martelo de Schmidt.

O valor da dureza obtido pelo “ressalto” relaciona-se com a resistência à compressão simples. Em função do valor registado, do peso volúmico do material a testar e da inclinação do martelo em relação à superfície a ensaiar, pode-se relacionar a dureza de Schmidt com a resistência à compressão simples da rocha ou descontinuidade, utilizando-se para o efeito o ábaco representado na Figura 3.24.

De acordo com a ISRM, para a determinação da dureza de uma superfície, devem ser medidos no mínimo dez valores de R, e excluídos desse conjunto de valores os cinco mais baixos no cálculo do valor médio da dureza.

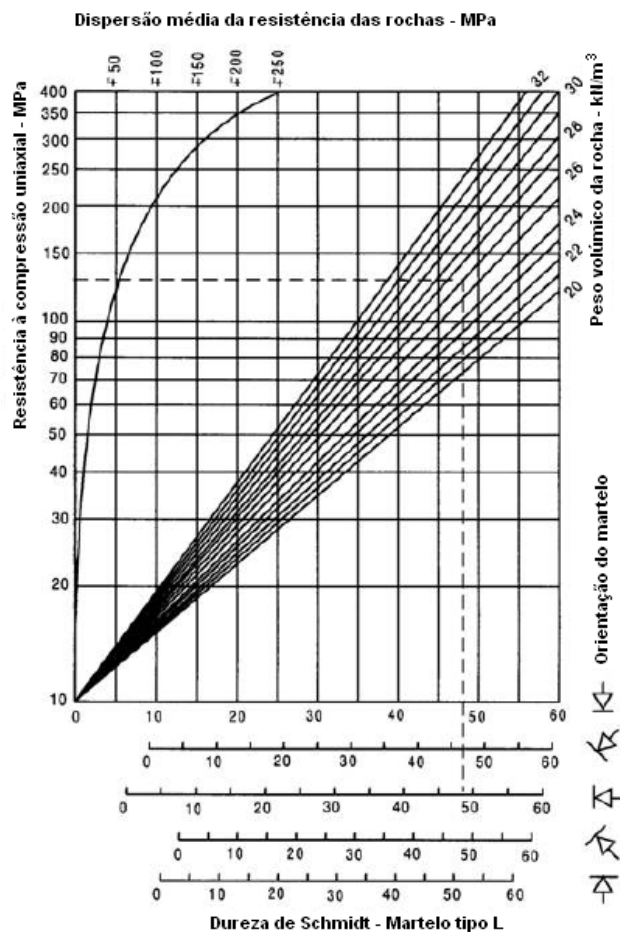


Figura 3.24 – Estimativa da resistência à compressão a partir da dureza de Schmidt (Adaptada de Vallejo *et al.*, 2004).

- Ensaio de carga pontual (“Point Load Test”)

O ensaio de carga pontual (Figura 3.25), também conhecido por ensaio Franklin, é um ensaio simples de determinação da resistência à compressão de rochas intactas ou alteradas. Este ensaio pode ser realizado no campo, dado que o equipamento é, geralmente, portátil, sobre amostras de rocha não estandardizadas, também denominadas amostras de mão, o que constitui, efectivamente, a sua grande vantagem (Guerreiro, 2000).

O ensaio consiste na colocação das amostras entre duas ponteiros cónicas de metal duro, que por acção de uma bomba hidráulica, vão provocando progressivamente na amostra fissuras de tracção paralelas ao eixo da carga. Ao ser atingida a rotura é registado, num manómetro de medida, o valor da carga aplicada.

A partir da carga de rotura obtém-se o índice de carga pontual, I_s , que para o caso de amostras cilíndricas com diâmetro D igual a 50 mm, em que a carga P é aplicada na direcção diametral, é dado por:

$$I_{s(50)} = \frac{P}{D^2} \quad (3.37)$$

O índice $I_{s(50)}$ é também designado como índice de carga pontual padrão. Para amostras de diferentes diâmetros o índice de carga pontual deve ser afectado de um factor F de modo a se obter um índice normalizado. Assim vem:

$$I_{s(50)} = F \frac{P}{D^2} \quad F = \left(\frac{D}{50} \right)^{0,45} \quad (3.38)$$

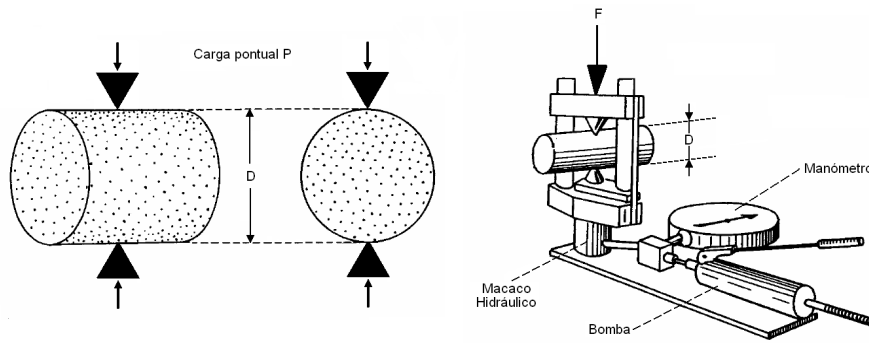


Figura 3.25 – Esquema elucidativo do ensaio de carga pontual.

A resistência à compressão simples pode então ser obtida através da aplicação de um factor f , que varia em função do diâmetro, ao índice de carga pontual. Isto é:

$$\sigma_c = f \cdot I_s \quad (3.39)$$

Como já foi referido, este ensaio pode ser realizado não apenas em amostras cilíndricas. Contudo é necessário ter em conta algumas medidas a tomar nestes casos. A ISRM propôs um método de determinação de diâmetros equivalentes no caso de amostras não cilíndricas. É necessário referir que, qualquer que seja a forma da amostra, a distância entre o ponto de aplicação das ponteiras cónicas e os bordos da amostra, deve ser no mínimo $0,5D$. A ISRM indica também quais as fracturas de rotura que devem ser consideradas válidas ou inválidas (Figura 3.26).

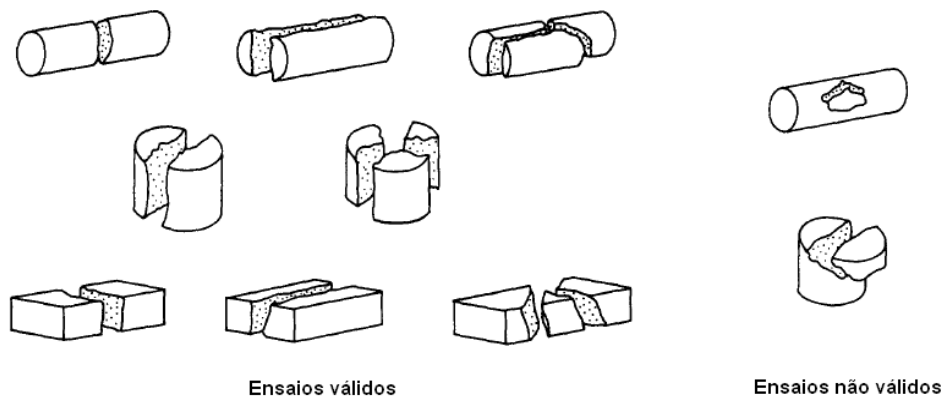


Figura 3.26 – Fraturas válidas e não válidas nos ensaios de carga pontual (ISRM, 1985).

3.4.3.5. Efeito de escala

Baseando-se em resultados experimentais, Barton *et al.* (1995), comprovaram a dependência da escala nos valores de JRC e JCS. Na Figura 3.27 está representada esta situação. Pela mesma figura constata-se que apenas a componente correspondente ao ângulo de atrito residual não é afectada pelo efeito de escala. Quando se aumenta a escala da amostra em estudo, verifica-se a diminuição do valor de i , atendendo a que as ondulações influem, resultando numa menor contribuição das componentes JRC e JCS/σ_n para a resistência ao corte.

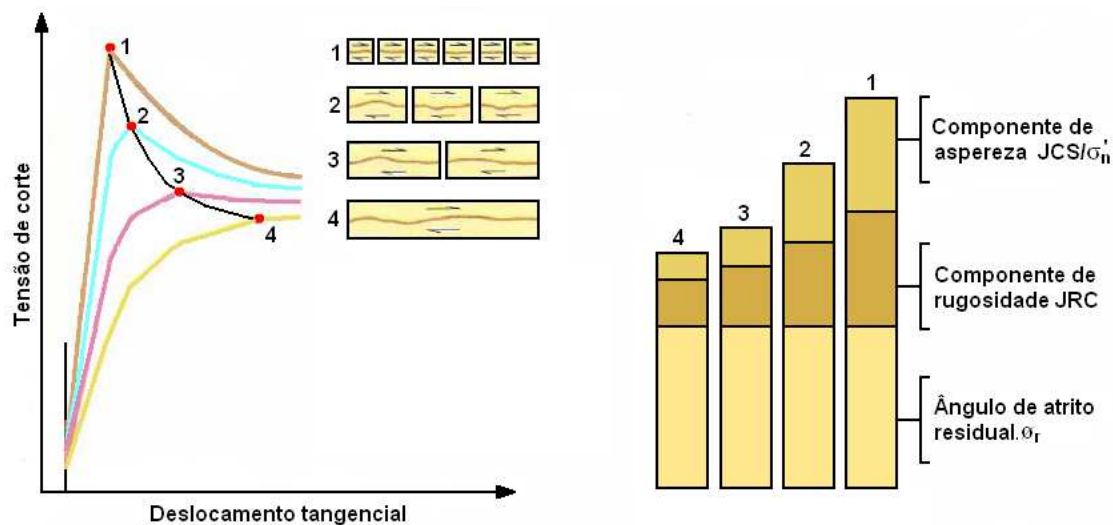


Figura 3.27 – Influência da escala sobre as três componentes da expressão de Barton e Coubey (Vallejo *et al.*, 2004. Fonte: Bandis *et al.*, 1981).

Os valores de JRC obtido empiricamente correspondem a perfis de 10 cm de comprimento o que implica algumas correcções quando se estudarem discontinuidades de diferente tamanho. Assim, foram propostas relações empíricas para o cálculo de JRC e JCS que têm em conta o efeito de escala:

$$JCS_n = JCS_0 \cdot (L_n / L_0)^{-0,03JCS_0} \quad (3.40)$$

$$JRC_n = JRC_0 \cdot (L_n / L_0)^{-0,02JRC_0} \quad (3.41)$$

Tendo em conta que:

- “n” diz respeito ao comprimento da descontinuidade em estudo.
- “0” diz respeito um comprimento padrão de 10 cm.

Assim a resistência ao corte de uma descontinuidade à escala real pode ser estimada de acordo com a expressão (Barton, 1990):

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan \left[JRC_n \cdot \log_{10} \left(\frac{JCS_n}{\sigma_n} \right) + \phi_r + i \right] \quad (3.42)$$

Considerando:

- i o ângulo de ondulação a grande escala das descontinuidades.

4

ENSAIOS PARA A DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CORTE DE JUNTAS ROCHOSAS

4.1. INTRODUÇÃO

A investigação geotécnica em maciços rochosos é feita mediante a realização de ensaios, em particular os que são realizados *in situ*, tendo em consideração a natureza descontínua, heterogénea e anisotrópica desses maciços, pelo que a avaliação dos parâmetros geomecânicos é, em larga medida, influenciada pelos volumes ensaiados (Miranda *et al.*, 2006).

Os ensaios *in situ* que visam a determinação das características de deformabilidade dos maciços rochosos são normalmente conduzidos aplicando uma carga de uma determinada forma e medindo-se as correspondentes deformações do maciço. Quanto aos ensaios de caracterização da resistência dos maciços, com particular destaque neste capítulo, bem como em todo o presente trabalho, ainda se apresentam como ensaios não completamente satisfatórios, sendo sobretudo materializados através de ensaios de corte ou de deslizamento ao longo de superfícies de baixa resistência, que na maioria das situações correspondem a superfícies de descontinuidades do maciço (Rocha, 1971).

É de referir que neste contexto os maciços podem ser considerados homogéneos a uma grande escala, pelo que pode não ser economicamente viável a realização de ensaios num volume de maciço significativo. No entanto, volumes de ensaio insuficientes causam problemas de efeito de escala, nomeadamente ao nível da resistência, e na dispersão de resultados a nível da deformabilidade (Cunha e Muralha, 1990).

Como já referido em capítulo anterior, a presença de descontinuidades nos maciços rochosos, condiciona, normalmente, o seu comportamento mecânico. Como já é sabido, a resistência à tracção das descontinuidades rochosas é desprezável e a sua resistência ao corte é na generalidade dos casos significativamente inferior à da matriz rochosa envolvente. Desta forma, ao comportamento mecânico dos maciços rochosos estão associados os parâmetros mecânicos das juntas rochosas, mais precisamente a resistência ao corte de pico e residual bem como as relações constitutivas tensões – deformações (Menezes, 2006).

Atendendo à dificuldade inerente à determinação da resistência ao corte das juntas rochosas, assim como à definição das superfícies de escorregamento, a dificuldade da avaliação da rotura dos maciços rochosos estará directamente relacionada com a dificuldade incutida nestes dois aspectos.

Os ensaios de corte tanto podem ser usados para caracterizar a resistência ao corte de uma rocha como de uma diáclase ou de uma superfície de baixa resistência (Rocha, 1971).

Importa mencionar que neste trabalho apenas serão abordados os ensaios, quer laboratoriais quer *in situ*, relativos ao corte e deslizamento de descontinuidades de maciços rochosos.

Citando Vallejo *et al.* (2004), de uma forma geral, o ensaio ao corte e deslizamento de juntas ou descontinuidades rochosas determina a sua resistência ao corte de pico e residual em função dos esforços normais aplicados sobre o plano horizontal da amostra rochosa que contém a descontinuidade a ensaiar, e consiste em aplicar uma força horizontal, ou inclinada, de modo a provocar esforços tangenciais na superfície da referida descontinuidade, impondo-se uma translação horizontal a uma das caixas de corte. Na figura seguinte são esquematizados os sistemas de forças actuantes sobre a amostra de rocha, podendo constatar-se que os esforços tangenciais podem ser aplicados com uma determinada inclinação dependendo do tipo de aparelho de ensaio.

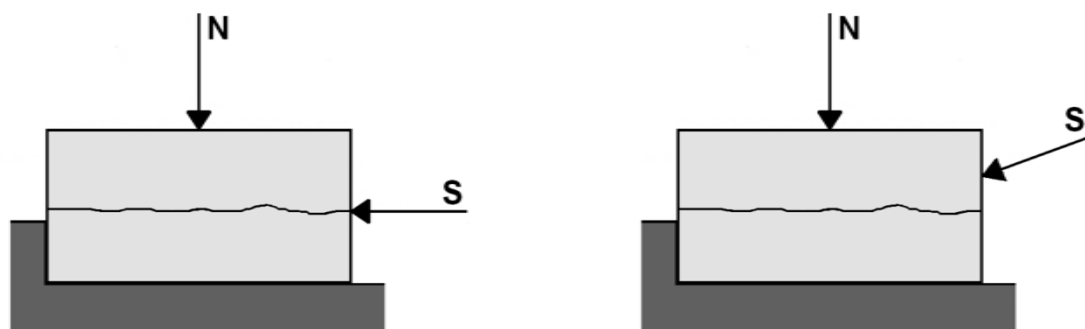


Figura 4.1 – Esquemas de forças actuantes num ensaio de deslizamento de descontinuidades.

Posteriormente à leitura dos dados relativos aos deslocamentos gerados, assim como dos esforços empregados na realização do ensaio, determinam-se os parâmetros resistentes, de pico e residuais, ângulo de atrito (ϕ) e coesão (c).

4.2. ENSAIOS *IN SITU*

Como o nome indica, este tipo de ensaios permite medir a resistência ao corte de um plano de junta ou descontinuidade rochosa *in situ*.

A realização de ensaios de resistência ao corte *in situ* pode ser efectuada, quer por utilização de equipamentos portáteis, quer por equipamentos montados sobre o bloco de rocha a ensaiar.

Na Figura 4.2 está representado um sistema portátil, desenvolvido por Hoek e Bray em 1981, de medição da resistência ao corte de provetes cilíndricos provenientes de sondagens e de pequenas amostras que contenham um plano de descontinuidade. Este sistema pode ser usado em campo ou em laboratório pelo que o procedimento experimental a ele associado será abordado no ponto seguinte referente aos ensaios laboratoriais.

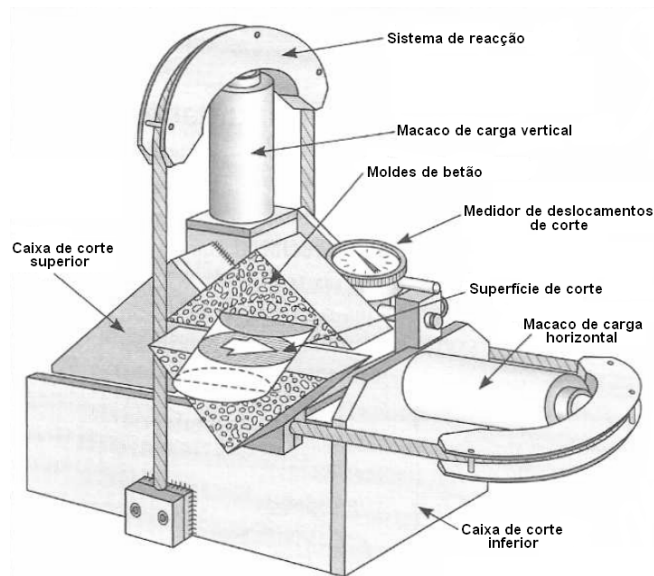


Figura 4.2 – Esquema do aparelho de Hoek para determinação, no campo ou em laboratório, da resistência ao corte de descontinuidades (Adaptada de Vallejo *et al.*, 2004).

Contudo, este tipo de aparelho apenas permite a obtenção da resistência ao corte em amostras de descontinuidades de pequeno tamanho recolhidas de tarolos de sondagem, e também só permite a realização de ensaios para baixos valores de forças normais, não acatando a sua realização em campo, por este motivo, muita popularidade, pois implica a deslocação do aparelho para o local em questão. Uma outra desvantagem associada aos aparelhos de ensaio de corte ou deslizamento, reside no facto de grande parte deles não medir os deslocamentos de corte produzidos na amostra.

Em grandes obras, como é o caso de fundações de grandes barragens ou obras subterrâneas, como túneis ou galerias, e caso se justifique, recorrem-se aos ensaios *in situ* (Figura 4.3) propriamente ditos. A preparação destes ensaios é um processo demorado, visto que é necessário aceder à descontinuidade a caracterizar, em volta da qual deve ser talhada, usualmente de forma paralelepipedica, sem grandes perturbações a amostra a ensaiar (Menezes, 2006), e com custos elevados associados a todo o processo de montagem da estrutura imprescindível à realização do ensaio.

Uma das grandes vantagens destes ensaios, reside no facto de se poderem ensaiar blocos de rocha com dimensões superiores às ensaiadas em aparelhos laboratoriais, nomeadamente dimensões que podem variar entre 0,4 x 0,4 metros e 1 x 1 metros. Contudo a realização deste tipo de ensaios torna-se bastante trabalhosa e dispendiosa.

Nas Figura 4.4 e Figura 4.5 estão esquematizados dois arranjos típicos destes ensaios, sendo que na primeira situação está representado a realização do ensaio de corte ou deslizamento numa galeria subterrânea, funcionando o tecto da mesma como reacção ao sistema de aplicação dos esforços normais, induzidos pelos macacos verticais, sobre o bloco de rocha. Quando o ensaio é executado a céu aberto, recorre-se a vigas metálicas ancoradas para servir de reacção aos esforços verticais, como se exemplifica na Figura 4.5.

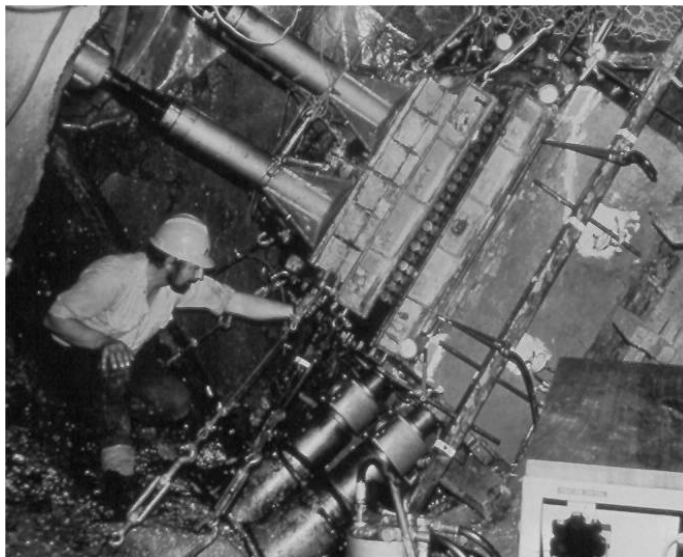


Figura 4.3 – Realização de um ensaio de corte *in situ* (ISRM).

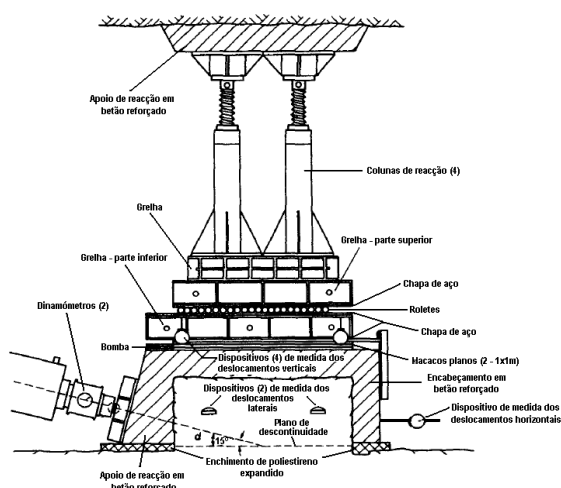


Figura 4.4 – Esquema típico de equipamento para realização de ensaios *in situ* de resistência ao corte e deslizamento de discontinuidades rochosas (ISRM, 1974).

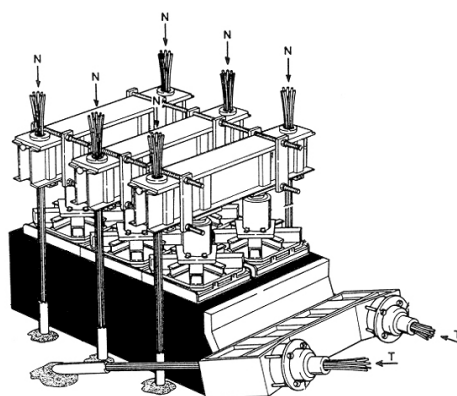


Figura 4.5 – Esquema de ensaio de deslizamento ou corte *in situ* com forças aplicadas por ancoragens.

A condução de ensaios de corte realizados *in situ* é similar à descrita seguidamente para os ensaios laboratoriais, diferindo apenas na preparação da amostra a ensaiar, visto que nos ensaios realizados *in situ* talha-se a rocha envolvente à superfície de uma junta rochosa de modo a definir-se uma amostra.

4.3. ENSAIOS LABORATORIAIS

4.3.1. ASPECTOS GERAIS

Excluindo os ensaios realizados *in situ* com recurso a equipamentos e respectiva montagem a que estão associados custos elevados, normalmente os aparelhos de ensaios de corte ou deslizamento usados em laboratório são os que permitem uma melhor caracterização do comportamento mecânico das descontinuidades, pois permitem a realização de carregamentos normais e tangenciais cíclicos, assim como os respectivos deslocamentos produzidos nas amostras a ensaiar (Menezes, 2006). A execução destes ensaios é de elevada importância na aplicação de sistemas empíricos de classificação.

Um aspecto que ainda faz com que estes ensaios para determinação das características de corte das descontinuidades sejam dos mais morosos na determinação das diversas características mecânicas das descontinuidades, é o facto de ser necessário o encabeçamento das amostras ou tarolos que contenham o plano de descontinuidade a ensaiar com argamassa de cimento de modo a ser possível a sua correcta colocação nas caixas de corte, assim como o facto de ser imprescindível aguardar o tempo necessário ao seu endurecimento.

De um modo geral, este ensaio consiste em colocar a amostra nas duas partes da caixa de corte, de maneira que a superfície da descontinuidade fique coincidente com o plano médio da caixa de corte, que corresponde a um plano perpendicular ao da aplicação dos esforços normais. Após os preparativos iniciais do ensaio, procede-se à aplicação dos esforços normais pretendidos, e de seguida são aplicados os esforços tangenciais gradualmente crescentes a uma das partes da caixa de corte, atendendo a que a outra metade deverá estar fixa. É de referir que a força de corte pode ser ligeiramente inclinada para evitar a rotação de uma das partes da amostra em relação à outra.

Na Figura 4.6 está esquematizado uma típica máquina utilizada no ensaio de deslizamento de descontinuidades. Na mesma figura estão também indicados as suas componentes mais importantes. Posteriormente na Figura 4.7 pode ser visualizada uma foto de um desses aparelhos.

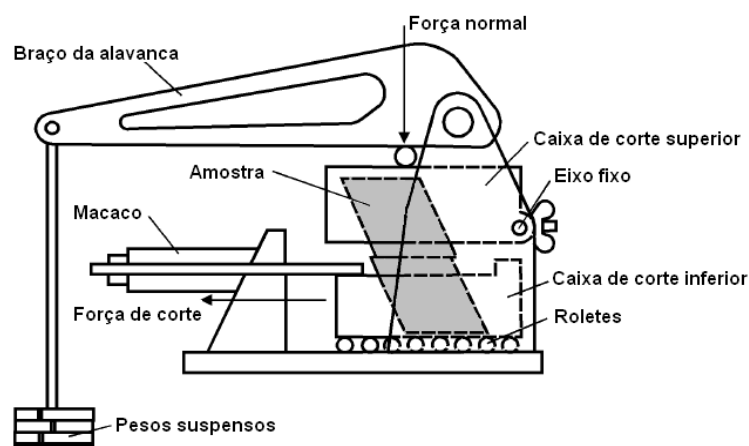


Figura 4.6 – Corte esquemático de uma máquina de ensaio de corte, utilizada para a determinação da resistência ao deslizamento de descontinuidades (Adaptada de Hoek, 2007).

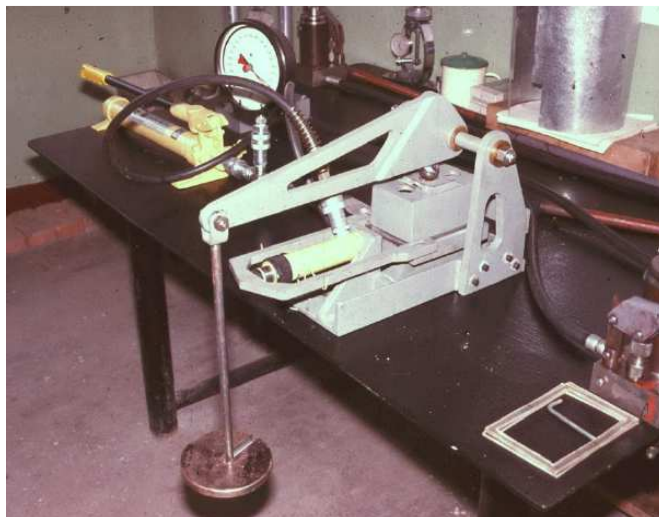


Figura 4.7 – Máquina de ensaios de deslizamento.

Segundo a Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas (ISRM), e através das normas por ela fornecidas, na realização dos ensaios devem ser acautelados alguns aspectos relacionados com a amostra, como é o caso da superfície da descontinuidade em análise ter de ostentar uma área mínima de 2500 mm^2 e a altura de encabeçamento de cada uma das partes da amostra separadas pela descontinuidade devem ser $\geq 0,2L$ (em que L corresponde ao comprimento da amostra). A ISRM sugere também que a altura entre a superfície da descontinuidade e o início do encabeçamento tenha no mínimo 5 mm. No mesmo documento são expostos além doutros aspectos relacionados com a preparação do ensaio, aspectos relacionados com o procedimento do mesmo, bem como a interpretação dos resultados obtidos.

Seguidamente será feita uma apresentação do aparelho existente na FEUP para a realização de ensaios de deslizamento de descontinuidade.

4.3.2. EQUIPAMENTO PARA ENSAIOS DE CORTE E DESLIZAMENTO DE JUNTAS DA FEUP

Este equipamento de laboratório (Figura 4.8), desenvolvido em 1991 por Quintanilha de Menezes, encontra-se nos Laboratórios de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, e foi concebido com o fim de possibilitar, para além de ensaios de compressão simples, a realização de ensaios de corte e deslizamento de amostras de descontinuidades.

A estrutura onde assenta o equipamento apresenta como dimensões 5, 2 e 1.5 metros respectivamente de, comprimento, largura e altura, o que lhe confere elevada rigidez. O autor do equipamento optou por projectar o equipamento com o referido comprimento de forma a possibilitar a instalação alinhada segundo o mesmo eixo das componentes: moto – variador, redutor, parafuso sem fim, rótulas esféricas, célula de tracção/compressão e a caixa de corte.

O equipamento disponibiliza uma caixa de corte com uma área máxima de $200 \times 200 \text{ mm}^2$ e uma altura de 150mm, que permite o ensaio de provetes cilíndricos recolhidos em sondagens ou então de outro tipo de amostra desde que o tamanho das mesmas possibilite o seu encabeçamento nas duas metades da caixa de corte. Entre as superfícies de encabeçamento deve-se garantir uma folga de 1 ou 2mm consoante a rugosidade da superfície da descontinuidade. Este aspecto, já anteriormente referido, também consta nas normas da ISRM para os ensaios de corte e deslizamento.

O sistema de transdutores de grande precisão e instalados em pontos estratégicos, tanto na caixa de corte superior como inferior, permite avaliar a dilatação e eventuais rotações da parte superior da amostra, que ocorram durante o ensaio. Os deslocamentos horizontais estão limitados, em ambos os sentidos, a 5mm.

As forças normal e vertical são aplicadas, respectivamente, pelo actuador hidráulico e pelo movimento do parafuso sem fim. O movimento horizontal induzido na amostra é um movimento muito lento, favorecendo a avaliação dos parâmetros mecânicos das juntas em condições estáticas, e pode no máximo atingir 25 mm/hora.

Todos os procedimentos mecânicos e hidráulicos são controlados informaticamente, sendo possível ao utilizador definir ao seu critério todo o desenrolar do ensaio, assim como obter informações relativas aos transdutores de deslocamentos e velocidades de rotação. O controlo automático dos ensaios, que normalmente são morosos, admite toda a programação dos mesmos, dispensando durante a sua realização, a permanência contínua do utilizador.

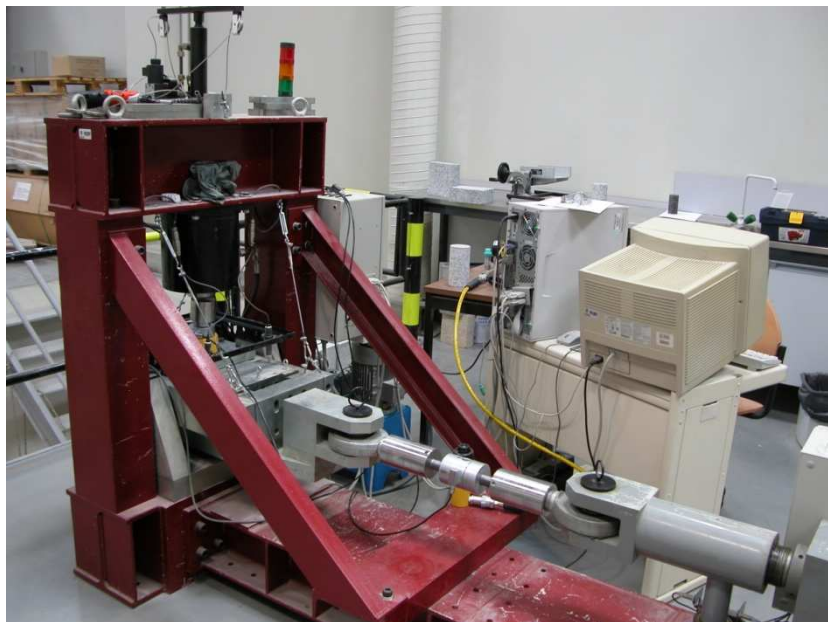


Figura 4.8 – Equipamento para ensaio de juntas rochosas

O equipamento é constituído pelas seguintes componentes:

- Moto – variador e redutor;
- Parafuso sem fim;
- Rótulas esféricas;
- Célula de tracção/compressão;
- Parte inferior da caixa de corte;
- Parte superior da caixa de corte;
- Amostra;
- Elevador.

4.4. INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

Durante a realização dos ensaios conhecem-se as forças normal (N) e tangencial (S) aplicadas, que juntamente com a área (A), inicialmente medida, da descontinuidade permitem a determinação dos valores médios das componentes normais (σ_n) e tangenciais (τ) das tensões actantes na superfície da descontinuidade. Estas tensões são expressas por:

$$\sigma_n = \frac{N}{A} \quad \tau = \frac{S}{A} \quad (4.1)$$

Há que ter em atenção que quando a força S é aplicada inclinadamente (Figura 4.1) de modo a evitar a rotação de um dos blocos da amostra em relação ao outro, uma parcela desta força contribuirá para o esforço normal instalado na descontinuidade.

São também registados os valores dos deslocamentos tangenciais (δ_t) e normais (δ_n) à superfície média da descontinuidade. No caso de superfícies rugosas, podem ocorrer deslocamentos perpendiculares à superfície da descontinuidade atendendo a que para ocorrerem deslocamentos tangenciais pode ser necessário superar as irregularidades da descontinuidade. Estas grandezas permitem desenhar as curvas τ – deslocamento tangencial (δ_t) e τ – deslocamento normal (δ_n) (Figura 3.19 e Figura 3.20). Podem ainda ser obtidos valores de τ_{pico} e τ_{residual} , que representados num gráfico $\tau - \sigma_n$ possibilitam a leitura dos valores de ϕ e c , tanto para resistência ao corte de pico como residual (Vallejo *et al.*, 2004).

4.4.1. DESCONTINUIDADES LISAS OU PLANAS

Em descontinuidades com superfícies planas ou lisas as curvas tensão tangencial (τ) – deslocamento horizontal (δ_t) tipicamente obtidas são as que se apresentam na Figura 4.9. Como é visível na figura, existe um instante onde a partir do qual ocorrem grandes deslocamentos horizontais para incrementos de tensões de corte muito pequenos. Tipicamente em descontinuidades nas mesmas condições de rugosidade, verifica-se que a resistência residual é praticamente igual à máxima resistência tangencial (resistência de pico).

Os procedimentos a seguir para a determinação dos parâmetros resistentes, ângulo de atrito (ϕ) e coesão (c), já foram mencionados no item 3.4.

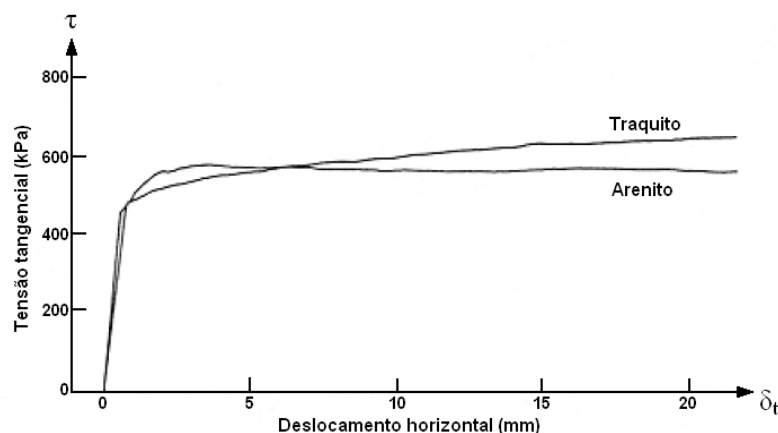


Figura 4.9 – Curvas (τ , δ_t) para descontinuidades ensaiadas com $\sigma_n = 1\text{MPa}$.

4.4.2. DESCONTINUIDADES RUGOSAS

No caso de superfícies de descontinuidades rugosas, o comportamento ao corte da descontinuidade já não ocorre da mesma forma. Neste tipo de situações a resistência de pico é atingida para valores de deslocamento horizontal baixos. Após atingida a resistência de pico, e para valores de deslocamentos horizontais, há um decréscimo da tensão tangencial até atingir um valor residual, como esquematizado na Figura 4.10. Na mesma figura pode-se observar a curva referente ao fenómeno da dilatação, que está directamente relacionada com a ocorrência de deslocamentos normais.

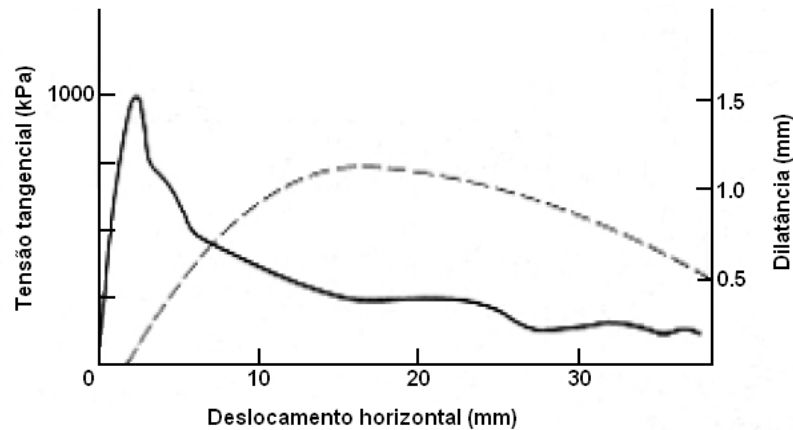


Figura 4.10 – Curvas (τ, δ_t) e (δ_t, δ_n) para descontinuidades ensaiadas com $\sigma_n = 1.5\text{MPa}$.

Desta forma, em descontinuidades rugosas, e ensaiando-se amostras submetidas a várias tensões normais, torna-se possível obter duas envolventes de rotura, uma referente aos valores de pico da resistência, e outra que diz respeito aos valores para grandes deslocamentos horizontais, isto é, para as resistências residuais. Com estas duas envolventes, são determinados os valores resistentes das descontinuidades, tanto de pico como residuais, para o ângulo de atrito e coesão.

5

SIMULAÇÃO NUMÉRICA

5.1. INTRODUÇÃO

Sendo a simulação numérica de ensaios de corte e deslizamento em juntas rochosas um dos propósitos fundamentais deste trabalho, não se poderia deixar de abordar toda a base de cálculo em que assenta o método de cálculo desta simulação, isto é, o Método dos Elementos Finitos.

A reprodução computacional desses ensaios de corte e deslizamento foi conseguida através da utilização do software de cálculo automático, utilizando a formulação do Método dos Elementos Finitos, Phase2 da Rocscience.

Neste capítulo serão também abordados os resultados obtidos dessas simulações, bem como a sua relação com os resultados obtidos empiricamente.

5.2. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

A utilização de modelos numéricos baseados no método dos elementos finitos para a análise de obras geotécnicas, e em particular de escavações, remonta ao início da década de 1970 (Costa, 2005).

O Método dos Elementos Finitos é um método que se baseia na discretização do meio contínuo, analisando um determinado número de elementos finitos que interagem entre si, e a partir dos quais o comportamento do maciço como um todo será determinado (Leite, 2004).

Citando Eduardo Fortunato (1994), a aplicação do Método dos Elementos Finitos pode sintetizar-se em cinco passos fundamentais, seguidamente referidos.

a) Discretização do meio contínuo

A discretização do meio contínuo passa pela divisão em pequenas porções do espaço físico em estudo, o que é conseguido através de elementos tratados individualmente, com propriedades físicas e mecânicas eventualmente distintas e com uma formulação própria, dependendo do tipo de elemento usado.

b) Seleção das funções de forma

O comportamento do elemento é definido pelas funções de forma que constituem a definição da variação das incógnitas no interior de cada elemento em função da variação nodal dessas mesmas incógnitas. Pode obter-se uma maior aproximação da solução numérica dum meio contínuo diminuindo a dimensão dos elementos, e consequentemente aumentando o seu número, ou aumentando o grau das funções de interpolação. Neste aspecto é importante a referência ao conceito

de elemento isoparamétrico, amplamente divulgado, e no qual se admite que a variação dos deslocamentos no interior do elemento pode ser expressa pelas mesmas funções de forma que são utilizadas para a definição da geometria do elemento.

c) Formulação das equações

São utilizados diferentes métodos para a formulação das equações que regem o comportamento dos sistemas. Entre eles estão os métodos variacional e residual. Métodos residuais como o método de Galerkin são em geral apropriados ao tratamento de problemas com equações lineares e não lineares. No método dos deslocamentos, em que as incógnitas a determinar são os deslocamentos em cada elemento, as equações que conduzem à sua obtenção são formuladas usando métodos variacionais baseados no princípio da energia potencial mínima.

O uso de qualquer dos processos conduz à equação elementar que rege o comportamento de um sistema solicitado por um conjunto de forças exteriores,

$$[K]\{q\} = \{Q\} \quad (5.1)$$

constituindo, no caso da análise estrutural, $[K]$ a matriz de rigidez, $\{Q\}$ o vector das forças nodais e $\{q\}$ o vector dos deslocamentos nodais.

A maioria dos problemas de geotecnia é formulada usando o método dos deslocamentos que proporciona um número de equações e uma largura de banda na matriz de rigidez inferior ao proporcionado por outros métodos e também porque são relativamente fáceis de estabelecer as funções de aproximação que satisfazem as condições de compatibilidade.

d) Formação da matriz de rigidez global

Para cada elemento que constitui a estrutura é necessário determinar a matriz de rigidez $[K]$ obtida das leis constitutivas dos materiais e das funções de interpolação. Para cada elemento obtém-se uma equação do tipo da equação (5.1), cuja combinação adequada conduz ao sistema de equações que rege o comportamento da estrutura. É de notar que neste processo é assegurada a condição física fundamental de manter a estrutura contínua, o que equivale a dizer que se impõe a compatibilidade de deslocamentos nos pontos nodais em elementos adjacentes. Para que a resolução do sistema de equações diferenciais (5.1) tenha solução única é necessário impôr as condições de fronteira do domínio.

e) Determinação das incógnitas do sistema

No método dos deslocamentos as incógnitas directas são os deslocamentos nodais, a partir dos quais se determinam as tensões e deformações.

Embora a análise pelo Método dos Elementos Finitos dependa de vários factores, o comportamento de maciços rochosos pode ser avaliado com elevado grau de fiabilidade fazendo-se uma simulação geométrica e mecânica dos mesmos.

5.3. PROGRAMA PHASE2

O programa Phase2 é um software, desenvolvido pela Rocscience em conjunto com a Universidade de Toronto, Canadá, para análise do comportamento dos maciços rochosos através da sua modelagem bidimensional, isto é, permite a criação de um modelo 2D. Utilizando como método de cálculo o Método dos Elementos Finitos, é particularmente apropriado para o estudo de aberturas subterrâneas ou a céu aberto, e a sua análise abrange aspectos do meio rochoso em investigação, como o estudo da variação dos seus estados de tensão, deslocamentos ocorridos, entre outros, aquando da aplicação de esforços ou de outras perturbações impostas a esse meio rochoso.

Na definição do maciço rochoso é permissível a sua definição como um meio em que os materiais podem assumir ou um comportamento elástico ou plástico. No primeiro caso, o programa distribuirá as tensões induzidas, de modo que cada elemento do modelo resistirá aos esforços nele actuates, independentemente de qual seja a sua resistência de pico. Já nos modelos plásticos, as tensões serão redistribuídas para os elementos vizinhos sempre que as actuates forem superiores às resistências de pico. No elemento plastificado, irá permanecer actuando somente o equivalente às resistências residuais. Embora seja esta situação que mais se aproxima do comportamento real dos maciços rochosos, a simulação de plasticidade, como de resto qualquer não – linearidade, requer o conhecimento de parâmetros adicionais, mais concretamente os parâmetros de deformabilidade residuais do maciço em estudo, que nem sempre estão bem estabelecidos, ficando a definição dos mesmos a cargo da maior ou menor sensibilidade do utilizador na matéria (Leite, 2004).

O programa possibilita ainda a inserção no modelo a estudar de juntas, suportes (desde cabos, tirantes, etc.) e níveis freáticos possibilitando o estudo de tensões neutras.

Uma das funcionalidades deste software é o facto de permitir a importação de ficheiros com a extensão dxf (drawing exchange file), que neste estudo se tornou numa ferramenta bastante útil, pois possibilitou a importação, de ficheiros do Autocad, da geometria das juntas. Outra das potencialidades deste programa, é a possibilidade de geração automática da malha de elementos finitos, e de acordo com as preferências do utilizador, podendo este optar pelo tipo de malha (que pode ser variável, uniforme ou radial), tipo de elemento (triangular de 3 ou 6 nós ou quadrilateral de 4 ou 8 nós) e ainda pelo número de nós a incluir na envolvente do modelo definido (contorno exterior). A malha será gerada automaticamente após a definição destes parâmetros.

Um dos grandes objectivos deste trabalho era a simulação dos ensaios de deslizamento de juntas rochosas, em que, de acordo com o que já foi referido no capítulo referente aos ensaios, a tensão de corte (tensão tangencial) vai aumentando progressivamente, enquanto que a tensão normal instalada na junta vai-se mantendo constante. Para aplicação destas condições, o programa Phase2 permite a simulação do ensaio em múltiplos estágios, “stages”. Deste modo o programa permite definir a sequência do carregamento a simular durante o ensaio, podendo no final da simulação numérica obter-se a visualização dos resultados referentes a cada “stage”. Outros aspectos como o tipo de análise desejada, procedimento de resolução do sistema de equações, assim como a quantidade máxima de iterações estão ao critério do utilizador.

Posteriormente à caracterização completa do modelo, bem como ao estudo numérico efectuado pelo programa, os resultados podem ser visualizados através de vários elementos gráficos, destacando-se os gráficos de deslocamentos, horizontais e verticais, ocorridos durante todo o ensaio, assim como o aparecimento de elementos em rotura, entre outros.

A utilização do software Phase2 e a fiabilidade dos seus resultados dependem do rigor com que o modelo é criado. Como tal, a criação de um modelo que se aproxime o máximo possível ao caso em estudo, é determinante para a legitimidade dos resultados (Bernardo, 2008).

5.3.1. APRESENTAÇÃO DO MODELO EM PHASE2

Tal como referido anteriormente, com este trabalho pretendia-se comparar as resistências ao corte ou deslizamento de juntas rochosas obtidas numericamente com as aferidas teoricamente por aplicação da fórmula de resistência de Barton (Expressão 3.32)

Pretendendo-se simular ensaios de corte e deslizamento em juntas rochosas realizados em amostras que contenham uma superfície de descontinuidade teve-se o cuidado de fazer esta simulação com a maior semelhança possível, desde aplicação dos esforços, condições de apoio das amostras e geometria das superfícies das descontinuidades, com os ensaios realizados laboratorialmente.

Segundo o que foi descrito no item 3.4.3, Barton *et al.*, propuseram dez perfis standard de rugosidade a que corresponde a cada um determinados valores de JRC (Figura 3.21). Para a parte deste trabalho correspondente à simulação numérica escolheram-se os cinco perfis caracterizados pela maior rugosidade (6 a 10), isto é, os perfis a que correspondem coeficientes de rugosidade entre 10 e 20. Desta forma, as geometrias das superfícies das juntas usadas nos modelos de cálculo, correspondiam aos perfis tabelados por Barton *et al.*.

De modo análogo aos ensaios laboratoriais ou *in situ* em que há que estabelecer qual a tensão normal a que o plano da descontinuidade deve estar sujeito durante o ensaio, na fórmula, de Barton, de cálculo da resistência teórica de corte ou deslizamento essa mesma tensão será contabilizada. Desta forma, para se proceder a um estudo mais abrangente de situações de corte e deslizamento em superfícies de descontinuidades, simularam-se ensaios para várias geometrias (rugosidades) assim como para diversas tensões normais, mais precisamente para 0.625, 1.25, 2.5, 3.75 e 5 MPa.

Por opção definiu-se o modelo a simular como amostra rochosa de material granítico. As propriedades atribuídas a esse modelo, assim como a justificação das opções tomadas, serão referidas seguidamente.

Na Figura 5.1 pode ser visualizado, no ambiente gráfico do Phase2, o modelo definido incluindo as suas condições de apoio, um exemplo de um estágio de cargas, assim como as duas dimensões.

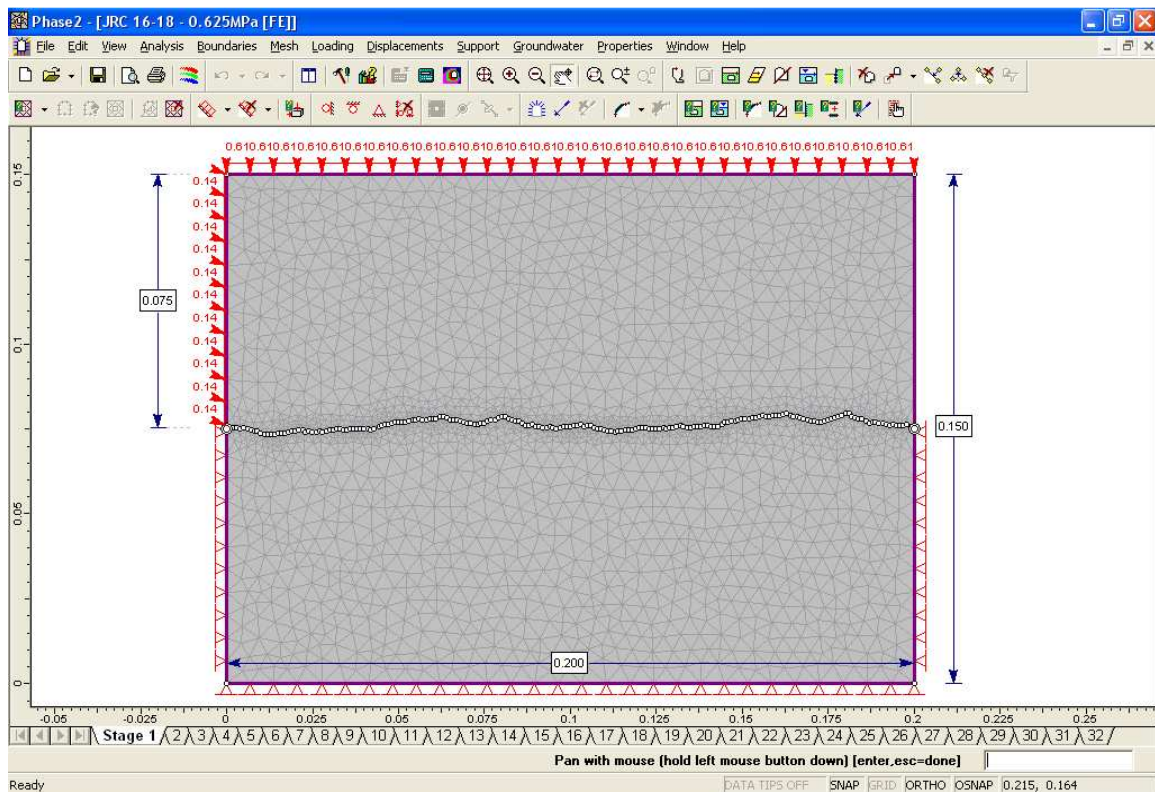


Figura 5.1 – Modelo usado na simulação numérica dos ensaios

5.3.2. PARÂMETROS DO CÁLCULO DO MODELO

Na definição das características do projecto decidiu-se por utilizar as preferências pré – definidas pelo programa, visto que também se adaptavam ao problema em estudo. Desta forma ficou definida uma análise de deformação plana e um procedimento de resolução do sistema de equações através do método de eliminação de Gauss. Quanto ao número de estágios, “stages”, este foi ajustado de acordo com os incrementos de tensão desejados. A Figura 5.2 exhibe as janelas de entradas dos dados referentes às definições de projecto.

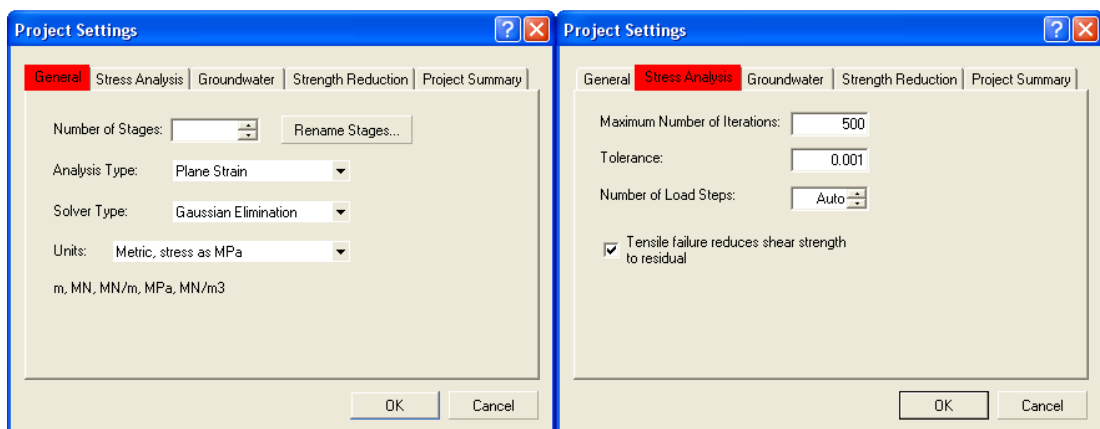


Figura 5.2 – Características de cálculo definidas

Relativamente ao número máximo de iterações, o número escolhido foi 500, e a tolerância de erro admitida no processo de cálculo foi de 0,001.

5.3.3. DEFINIÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DO MODELO

5.3.3.1. Dimensões do modelo

As dimensões delineadas para o modelo foram definidas de acordo com a caixa de corte do equipamento de ensaios de corte disponível na FEUP que como visto já em 4.3.2 ostenta 150 mm de altura e uma área de 200 x 200 mm². Todavia, sendo o programa Phase2 um programa de modelação bidimensional, havia só a necessidade de definir para o modelo uma altura e um comprimento, ou seja, respectivamente, 150 e 200 mm, situando-se a descontinuidade a meia altura (75 mm).

Do mesmo modo que os ensaios de corte em amostras que contenham um plano de descontinuidade, no modelo numérico, o comprimento entre extremidades da descontinuidade deverá coincidir com o comprimento do modelo. Para se definir a geometria das descontinuidades utilizando os perfis standard de Barton *et al.* (Figura 3.21), a que corresponde um comprimento entre extremidades das descontinuidades de 10 cm, será necessária a utilização repetida do mesmo perfil para se perfazer o comprimento pretendido, 200 mm. Aqui se levanta a questão relacionada com o efeito de escala. Já foi anteriormente referido que Barton desenvolveu a fórmula teórica de cálculo da resistência ao corte ou deslizamento de descontinuidades em função de resultados obtidos laboratorialmente. Porém esses ensaios foram realizados para amostras com 10 cm de comprimento, daí que os perfis por este proposto apresentem os tais 10 cm de comprimento. Este assunto deverá ser abordado com maior detalhe aquando da análise dos resultados obtidos, quer por simulação numérica, quer pelo equipamento de ensaio utilizado.

5.3.3.2. Malha de elementos finitos

No que diz respeito às características da malha dos elementos finitos decidiu-se pela utilização de uma malha triangular variável, ajustando-se com elementos de menores dimensões nas zonas de proximidade da descontinuidade, de acordo com o que se pode observar na Figura 5.1.

Quanto ao número de nós no contorno exterior ficou definido como sendo 100. Depois de realizadas e analisados os respectivos resultados de algumas simulações numéricas do mesmo ensaio, mas fazendo-se variar, através do número de nós no contorno do modelo, a densidade da malha, concluiu-se que para malhas mais densas do que as definidas com mais de 100 nós no contorno, além de se tornarem os cálculos mais morosos, a diferença de resultados não se apresentava significativa. Assim, considerando a relação tempo de cálculo/precisão de resultados, achou-se por bem utilizar o referido valor. Na Figura 5.3 mostra-se a introdução desses parâmetros no programa Phase2.

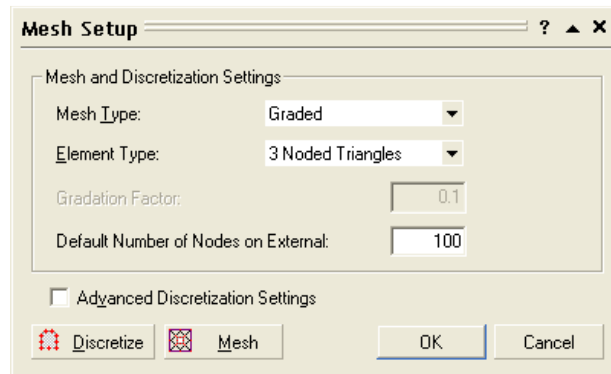


Figura 5.3 – Parâmetros da malha utilizada no modelo

De acordo com os parâmetros estipulados anteriormente, as malhas geradas pelo programa para as diferentes geometrias das descontinuidades, exibem o número de elementos e nós correspondentes indicado na tabela seguinte.

Tabela 5.1 – Número de nós e elementos do modelo em função da geometria da descontinuidade

JRC	Elementos	Nós
10 – 12	4516	2513
12 – 14	4596	2553
14 – 16	4460	2485
16 – 18	4440	2470
18 – 20	4564	2537

5.3.3.3. Propriedades dos materiais

Na definição dos parâmetros de deformabilidade e de resistência do material rochoso e da descontinuidade optou-se por considerar parâmetros característicos do material granítico.

Na Figura 5.5 indicam-se os parâmetros do maciço rochoso, isto é, da amostra de rocha, a introduzir no programa Phase2.

No que diz respeito ao módulo de deformabilidade do granito, existem já tabelados valores característicos usualmente medidos em ensaios realizados para o efeito. Os mesmos podem ser obtidos por observação gráfica de figuras do género da Figura 5.4. Uma outra forma de se avaliar o módulo de elasticidade de uma maciço rochoso, consiste na utilização de correlações deste módulo com o índice de classificação geomecânica do maciço (item 3.3.4). Decidiu-se pela utilização de um módulo de deformabilidade de 100 GPa. É de realçar que o módulo de deformabilidade apenas intervém na escala dos deslocamentos produzidos na amostra.

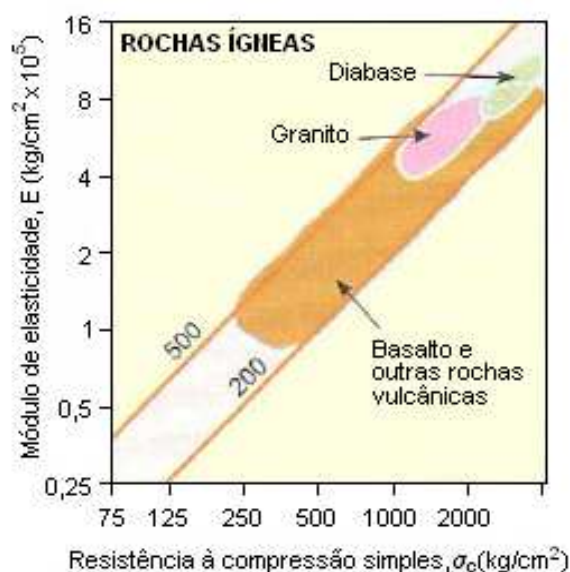


Figura 5.4 – Relação entre o módulo de elasticidade e a resistência à compressão simples de rochas ígneas (Adaptada de Vallejo *et al.*, 2004).

De acordo com o referido no item 3.2, o critério que melhor se adapta à realidade do comportamento dos maciços rochosos é o critério de Hoek-Brown. Assim optou-se por definir que a rotura da amostra de rocha seguiria este critério e, portanto, foi necessária a escolha dos parâmetros do critério de Hoek-Brown, m_b e s , típicos de uma amostra granítica. O leitor pode questionar-se pelo facto de ter sido utilizado o critério de Hoek-Brown e não a sua reformulação que resultou no critério de rotura generalizado, o qual se ajusta de forma mais adequada à generalidade dos maciços rochosos. A razão pela qual se optou por não utilizar o critério generalizado de Hoek-Brown foi o facto de, no presente estudo, se ter considerado uma amostra intacta com um Índice de Resistência Geológica – GSI – de valor 100 e este critério de rotura ser indicado para maciços rochosos com determinados níveis de alteração e fracturação.

Os parâmetros m_b e s de pico, ficam definidos em função do parâmetro que depende das características da rocha intacta, m_i , podendo este parâmetro ser obtido a partir de ensaios de compressão triaxial ou por consulta de valores tabelados, como é o caso dos expostos na Tabela 3.1. O parâmetro m_i pode também ser obtido por consulta da lista valores característicos existentes no programa RocData da Rocscience. Optou-se pela consulta destes valores, e de acordo com o exposto, para rochas graníticas intactas, $m_i = 32 \pm 3$. Escolheu-se o valor médio, ou seja, $m_i = 32$.

Definido o valor de m_i , e considerando $GSI = 100$, através do mesmo programa ou utilizando-se as expressões (3.13) e (3.14), obtêm-se os valores correspondentes aos parâmetros m_b e s , respectivamente, 32 e 1.

Atendendo a que se trata de uma análise plástica, é também necessária a definição dos valores m_i e s residuais. Contudo, optou-se por considerar os valores residuais iguais aos valores de pico para cada um dos referidos parâmetros, uma vez que com as simulações numéricas dos ensaios de corte e deslizamento apenas se pretendia quantificar as resistências de pico. A diferenciação entre os valores de pico e residuais seria relevante, apenas no caso de se pretender avaliar o comportamento para grandes deslocamentos.

É necessário considerar também o parâmetro de dilatância nas análises numéricas efectuadas, uma vez que em superfícies de descontinuidades rugosas este fenómeno é correntemente verificado, devido à necessidade de galgamento das irregularidades de modo a possibilitar o deslizamento relativo entre blocos. O efeito da dilatância é mais acentuado em descontinuidades submetidas a esforços normais baixos, em que é possível haver deslizamento de blocos sem que para isso seja necessário o corte das asperezas da superfície da descontinuidade. De acordo com o sugerido pelo programa Phase2, normalmente a baixa dilatância ou até a sua inexistência esta associada a rochas macias, enquanto ângulos/parâmetros de dilatância altos associam-se a rochas duras. Uma boa estimativa é começar a admitir uma dilatância igual a 1/3 da constante de Hoek e Brown (m_i) ou 1/3 do ângulo de atrito (ϕ) para rochas brandas. No caso de rochas duras deve considerar-se 2/3 de m ou 2/3 de ϕ .

Na Figura 5.5 pode-se verificar a introdução no programa Phase2 das opções escolhidas para a caracterização da amostra de granito.

No que diz respeito às juntas rochosas, a sua rotura ao corte ficou definida segundo o critério de rotura de Mohr-Coulomb. Atendendo a que no programa de cálculo a geometria das juntas foi caracterizada pelas irregularidades geométricas dos perfis standard de Barton, não seria correcto considerar-se o critério de Barton como referência para a rotura por corte da junta. Pela observação da expressão de resistência ao corte de Barton (Expressão 3.32) verifica-se que esta expressão já contempla o acréscimo de resistência imposto pelas irregularidades da superfície da descontinuidade, nomeadamente, pelos coeficientes JRC e JCS.

Figura 5.5 – Propriedades do granito utilizadas no modelo

Em superfícies de juntas rochosas intactas e inalteradas é normal a inexistência de material de preenchimento entre as superfícies das paredes de rocha. Como a investigação efectuada neste trabalho incide sobre este tipo de superfícies, é legítima a consideração de tensões de tracção e coesão nulas na superfície da junta. Quanto ao ângulo de atrito a considerar na superfície da junta, por consulta de bibliografia existente para o efeito, optou-se por tomar o valor de 30°.

Para a caracterização mecânica da superfície da junta rochosa, mais precisamente da sua deformabilidade, são necessários os parâmetros correspondentes às suas rigidezes normal e transversal. Note-se que, fruto da dificuldade a ela associada, a quantificação destes parâmetros ainda é um aspecto de muita discórdia entre diversos autores.

É sabido que a rigidez, tanto normal como transversal, da junta vai-se alterando em função dos estados de tensão a que sua superfície está sujeita. Diversos autores, através de ensaios laboratoriais, têm tentado caracterizar a rigidez de superfícies de juntas. Mostra-se, como exemplo, a expressão desenvolvida por Bandis *et al.* (1983) para o cálculo da rigidez normal tangencial:

$$k_{n,tan} = k_{ni,tan} \left(1 - \frac{(\sigma_n - \sigma_{ni})}{(\sigma_n - \sigma_{ni}) + (k_{ni,tan} \cdot \Delta\mu_{max})} \right) \quad (5.2)$$

Como se verifica pela expressão, a rigidez normal da junta num determinado instante, varia em função dos níveis de tensão instalados na superfície e para o sua determinação é necessário o conhecimento da rigidez normal inicial tangencial, $k_{ni,tan}$, e o deslocamento máximo, $\Delta\mu_{max}$, produzido pelo incremento da tensão normal a partir do valor inicial. Facilmente se constata que a rigidez de uma junta rochosa não se obtém de forma directa.

Quanto à rigidez transversal, após vários ensaios de corte em descontinuidades rochosas, Barton e Choubey (1977), deduziram que o valor de pico desta, poderia ser estimada através da seguinte expressão:

$$k_{s,sec,pico} = \frac{\sigma_n}{0,01L} \tan \left(\phi_b + JRC \log_{10} \left(\frac{\sigma_d}{\sigma_n} \right) \right) \quad (5.3)$$

No entanto, assim como no caso da rigidez normal, a rigidez transversal é influenciada pelos estados de tensão impostos na superfície da junta.

Assim, no estudo da resistência ao corte de juntas rochosas, os valores das rigidezes a considerar para os vários incrementos de carga requeriam um estudo mais exaustivo sobre o assunto.

Sabe-se que a rigidez normal é bastante superior à tangencial, e que apenas interfere na deformabilidade normal à superfície da junta, daí que se tenha optado por considerar um valor muito alto. A opção de se considerar um valor bastante elevado para a rigidez normal da junta prende-se com o facto de neste trabalho ser pretendido um estudo da resistência ao corte, ou seja, indirectamente, um estudo dos deslocamentos transversais. Daí que, ao atribuir-se uma rigidez normal elevada dificulta-se a deformação vertical da superfície da descontinuidade, e desta forma permite-se que a resistência das irregularidades da superfície da junta seja praticamente apenas definida pela sua rigidez transversal.

No que diz respeito à rigidez transversal, por consulta bibliográfica, decidiu-se pela utilização de um valor de 300 MPa/m.

Na Figura 5.6 podem-se verificar as opções tomadas para a caracterização das juntas rochosas.

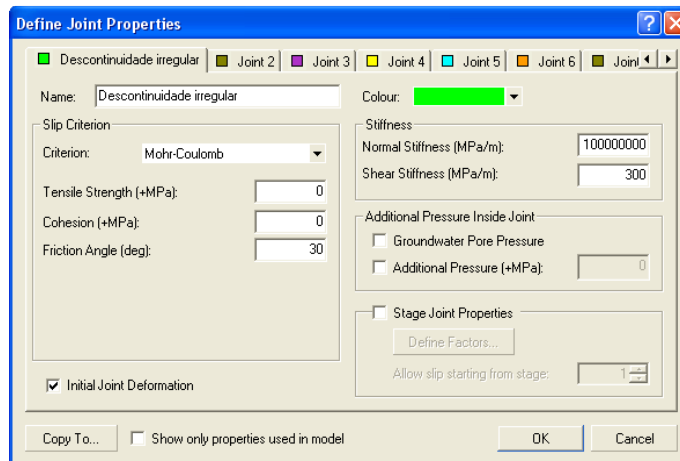


Figura 5.6 – Características das juntas rochosas

5.3.3.4. Aplicação das tensões

Procurando-se simular numericamente os ensaios de corte *in situ* em juntas rochosas, era fundamental que essa reprodução computacional se aproximasse o mais possível das condições em que o ensaio *in situ* é realizado.

Conforme o exposto no Capítulo 4, os ensaios de corte e deslizamento em juntas rochosas consistem na aplicação de esforços normais e tangenciais sobre a superfície da junta. É frequente que nos ensaios de corte e deslizamento sejam realizados mantendo-se, na superfície da junta, tensões normais constantes. Neste caso de estudo, as simulações numéricas efectuadas foram realizadas para tensões normais constantes de 0.625, 1.25, 2.5, 3.75 e 5 MPa. Na realidade, e de acordo com o comprovado por cálculos por elementos finitos, as distribuições de tensões numa superfície de uma junta rochosa apresentam-se uniformes em toda a zona intermédia, afastando-se desta distribuição na vizinhança dos bordos da junta.

Uma forma de se uniformizar as tensões na superfície da junta consiste em aplicar as tensões tangenciais com uma certa inclinação, tal como se encontra representado na Figura 5.1. A aplicação de forças de corte ligeiramente inclinadas evita a rotação de um bloco da amostra em relação ao outro, devido à dilatação da junta. É de referir que para tensões normais mais elevadas este fenómeno não é correntemente verificado.

Desta forma, atribuindo-se uma inclinação aos esforços tangenciais, há que ter em consideração no cálculo dos esforços aplicados à amostra, que as resultantes das forças aplicadas passem pelo centro de gravidade da amostra, isto é, pelo ponto de coordenadas (0.1; 0.075). De acordo com a geometria do modelo numérico, já anteriormente mencionada, procedeu-se ao cálculo do ângulo de inclinação dos esforços tangenciais.

Convém referir que, estando os esforços responsáveis pela geração de tensões de corte inclinados, estes também produzirão tensões normais na superfície da junta. Outro aspecto a referir, é o facto das forças aplicadas lateralmente no bloco superior da amostra não estarem aplicadas até ao ponto intermédio da amostra, isto é, até ao ponto correspondente à extremidade da junta (0; 0.075 ou 0.2; 0.075 no caso das forças de corte aplicadas do lado direito da amostra), mas sim até um ponto muito próximo deste, mais concretamente, (0; 0.076 ou 0.2; 0.076 dependendo do lado em que se aplicam as tensões tangenciais). Assim, as tensões de corte serão aplicadas numa área a que corresponde uma superfície de 7,4 cm e não 7,5 cm a que corresponde a altura de cada bloco da

amostra. De forma análoga, os apoios introduzidos nas envolturas laterais do bloco inferior de modo a o tornarem imóvel, também não estão aplicados até aos pontos correspondentes às extremidades da junta, mas sim até aos pontos (0;0.074) e (0.2;0.074). Para uma melhor compreensão dos aspectos referidos aconselha-se a visualização da Figura 5.1.

Assim, de modo a que a resultante das forças instaladas na amostra passe pelo centro de gravidade, a obliquidade das tensões de corte (α), relativamente à superfície da junta, será calculada pela seguinte expressão:

$$\tan \alpha = \frac{0,074 + 0,001}{0,1} \Leftrightarrow \alpha = 20,80679^\circ \quad (5.4)$$

Depois de calculado o ângulo de inclinação a dar aos esforços tangenciais, podem-se calcular, para os vários “stages” de carregamento, tanto os esforços normais como tangenciais, em função dos incrementos de tensão de corte pretendidos. Posto isto, a tensão a aplicar lateralmente, para cada “stage”, no bloco superior da amostra, pode ser calculada da seguinte forma:

$$\tau_{stage\ i} = \frac{\tau_{corte\ na\ junta} \times 0,2}{\cos \alpha \times 0,074} \quad (5.5)$$

Como se constata pela observação da expressão anterior, a tensão a aplicar lateralmente no bloco superior da amostra depende da tensão de corte que se pretende incutir à superfície da junta e do ângulo de inclinação da tensão lateral.

Quanto aos vários incrementos de esforços normais a aplicar ao modelo, podem ser calculados de acordo com a seguinte expressão:

$$\sigma_{stage\ i} = \sigma_n - \left(\tau_{stage\ i} \times \sin \alpha \times \frac{0,074}{0,2} \right) \quad (5.6)$$

A tensão normal, σ_n , corresponde ao valor da tensão normal a que se pretende submeter a superfície da junta durante a realização do ensaio e a este valor deve ser subtraída a parcela do esforço de corte que também contribui para a tensão normal na superfície da junta.

Como se entende pela análise das expressões anteriormente apresentadas, durante a simulação numérica dos ensaios, os esforços de corte aplicados, $\tau_{stage\ i}$, vão aumentando enquanto que os esforços normais, $\sigma_{stage\ i}$, vão-se anulando. Entenda-se que os esforços normais vão-se anulando mas, contudo, a tensão normal instalada na superfície da junta é mantida constante.

6

RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

6.1. ASPECTOS GERAIS

Com o objectivo de se alcançar uma relação entre as envolventes de rotura ditadas pelos resultados das resistências de deslizamento obtidas pelas simulações numéricas com as sugeridas pela formulação teórica de Barton (Expressão 3.32), efectuaram-se diversas simulações numéricas com o propósito de se abranger uma larga amostragem de valores de resistências para uma melhor correlação com as correspondentes resistências ao corte teóricas.

Como referido já em capítulo anterior, os perfis tipo de Barton *et al.* seleccionados para este estudo foram os correspondentes a coeficientes de rugosidade 10-12, 12-14, 14-16, 16-18 e 18-20. Pela fórmula de Barton verifica-se o contributo do coeficiente de rugosidade, JRC, para a resistência ao corte ou deslizamento. No entanto Barton definiu os seus perfis com intervalos de coeficientes de rugosidade. Daí que por simplificação, neste estudo se consideraram os perfis de Barton como sendo definidos pelo coeficiente de rugosidade médio. Desta forma, estudaram-se perfis com JRC's de 11, 13, 15, 17 e 19.

Da mesma forma que o coeficiente de rugosidade, a tensão normal a que a junta está sujeita, também interfere na resistência ao corte. É então razoável que se façam análises numéricas para diferentes tensões. Neste estudo optou-se por utilizar 5 níveis de tensões normais, nomeadamente, 0.625, 1.25, 2.5, 3.75 e 5 MPa.

De acordo com a Figura 3.21 facilmente se verifica que os perfis tabelados por Barton *et al.* não apresentam qualquer tipo de simetria. Assim há a necessidade da verificação da diferença entre as resistências de corte quando as forças de corte são aplicadas do lado direito ou do lado esquerdo do modelo.

À semelhança do que acontece nos ensaios de corte ou deslizamento que se realizam quer *in situ* quer laboratorialmente, em que um dos blocos da amostra se mantém imóvel enquanto se realizam os mesmos, também nas simulações numéricas um dos blocos do modelo (metade inferior) mantém-se imóvel. Com os carregamentos aplicados geram-se tensões internas na amostra rochosa ou no modelo, no caso das simulações numéricas. Estas tensões influenciam, em parte, os deslocamentos gerados. Então, sendo os perfis tabelados anti-simétricos, tanto horizontal como verticalmente, a influência dessas tensões nos deslocamentos não será igual nos dois blocos da amostra. É então previsível que se se invertesse a geometria da junta se poderiam obter diferentes valores para as resistências ao corte. Esta situação foi também tida em conta, e identicamente à junta com a sua posição original, também se considerou a diferença entre as resistências de corte quando as forças de corte são aplicadas do lado direito ou do lado esquerdo do modelo.

Resumindo, neste estudo, teoricamente, haveria que analisar 25 situações de resistência ao corte (5 coeficientes de rugosidade a 5 tensões normais diferentes), sendo que para cada situação ainda há a questão das forças de corte serem aplicadas à direita ou à esquerda do modelo. Contudo existem três situações em que não é possível a simulação dos ensaios, uma vez que, de acordo com o sistema de forças definido, mais precisamente o ângulo de inclinação das tensões tangenciais, para se conseguir aplicar tensões de corte de valor igual ou superior ao valor da resistência teórica, era necessária a aplicação de tensões normais de sentido inverso ao definido, de modo a que a tensão normal na superfície da junta se mantivesse constante. De acordo com o referido anteriormente, este estudo englobou 88 simulações numéricas. Na Tabela 6.1 estão resumidas as simulações realizadas. Note-se que a cada uma das situações demonstradas na tabela, correspondem quatro simulações, dependendo se a junta é normal ou invertida, e do lado de aplicação das forças.

Tabela 6.1 – Quadro resumo das simulações numéricas efectuadas.

		Tensão normal [MPa]				
		0,625	1,25	2,5	3,75	5
JRC	11	√	√	√	√	√
	13	√	√	√	√	√
	15	√	√	√	√	√
	17	×	√	√	√	√
	19	×	×	√	√	√

Após a execução das simulações numéricas dos ensaios, o programa Phase2 devolve no final desses cálculos vários resultados que permitem analisar o comportamento dos modelos nos sucessivos incrementos de cargas, “stages”. No caso da resistência ao deslizamento, destacam-se os deslocamentos horizontais e verticais ocorridos na junta, e porventura o surgimento de elementos em cedência, “yielded elements”. Com certeza que são os deslocamentos horizontais que melhor apontam para a situação de início de rotura por corte, visto que a partir de determinado valor da tensão tangencial, para os mesmos valores de incrementos de tensão aplicados, verifica-se um forte crescimento dos deslocamentos horizontais.

Em certas situações em que os deslocamentos por si só não facilitavam a escolha da tensão de corte por rotura, teve-se em consideração a plastificação de elementos do material rocha envolvente da superfície da descontinuidade, atendendo a que para tensões normais e rugosidade elevadas, para se processar o deslocamento de um bloco da amostra terá de ocorrer a plastificação dos elementos que ditam a irregularidade da superfície da descontinuidade.

6.2. RESULTADOS OBTIDOS

De modo a facilitar a compreensão das decisões tomadas no que se refere às análises dos resultados das simulações numéricas, decidiu-se fazer uma análise dividida segundo a aplicação das forças de corte, à direita ou à esquerda, e segundo a posição geométrica da superfície da junta, junta normal ou junta invertida.

Como já referido anteriormente, o comportamento resistente ao corte das superfícies das juntas, apesar de ser expectável que seja muito semelhante, poderá ser diferente dependendo se as forças tangenciais são aplicadas do lado direito ou do lado esquerdo da amostra, e também da posição da junta. Este aspecto é explicado pela anti-simetria da junta.

Assim, optou-se por fazer uma análise detalhada dos resultados obtidos para o caso da junta normal com as forças de corte aplicadas do lado direito, incluindo-se as diferentes irregularidades da superfície, isto é, os cinco perfis de diferentes coeficientes de rugosidade considerados. Nas outras situações, fazer-se-á referência aos aspectos mais importantes, como é o caso das envolventes de rotura obtidas.

Importa referir que se definiram incrementos de tensão sempre constantes ao longo de cada simulação numérica, mas de diferentes valores quando comparados com a tensão normal a que a superfície da junta está sujeita. Assim, para tensões normais de 0,625, 1,25, 2,5, 3,75 e 5 MPa utilizaram-se incrementos de tensão de corte de, respectivamente, 0,05, 0,1, 0,1, 0,15 e 0,25 MPa.

Atendendo a que se trata de um considerável número de gráficos representativos dos deslocamentos horizontais (δ_i) – tensão de corte (τ) de cada uma das situações consideradas, acrescido das várias envolventes de rotura obtidas, apenas se apresentam no decorrer deste capítulo algumas figuras referentes a situações estudadas de modo a explicar os critérios adoptados na interpretação dos resultados das simulações numéricas. No entanto, em Anexo, são apresentados todos os gráficos deslocamentos horizontais (δ_i) – tensão de corte (τ) das diversas situações estudadas.

6.2.1. CASO DA JUNTA NORMAL COM AS FORÇAS APLICADAS NO LADO DIREITO

6.2.1.1. Coeficiente de rugosidade – JRC 11

De acordo com a formulação de Barton (Expressão 3.32), as resistências de corte ou deslizamento para superfícies de juntas rochosas com perfis com coeficiente de rugosidade 11, são as indicadas na tabela seguinte.

Tabela 6.2 – Resistências de corte teóricas para JRC 11

JRC 11	
σ_n [MPa]	τ [MPa]
0,625	0,93
1,25	1,65
2,50	2,93
3,75	4,11
5	5,22

Numa primeira situação em que a junta é caracterizada por um coeficiente de rugosidade 11 e as forças tangenciais são aplicadas do lado direito do modelo, obtiveram-se, para cada uma das tensões normais consideradas, os gráficos de deslocamentos horizontais em função da tensão de corte representados desde a Figura 6.1 até à Figura 6.5.

Note-se que os gráficos seguidamente apresentados não se encontram todos à mesma escala uma vez que com o aumento das tensões os deslocamentos tangenciais produzidos na amostra tornam-se maiores.

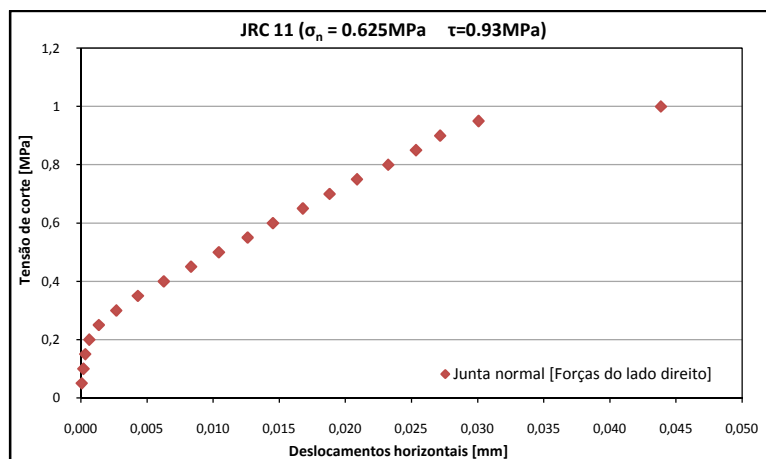


Figura 6.1 – Deslocamento horizontal em função da tensão de corte com $\sigma_n=0,625$ MPa – JRC 11 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].

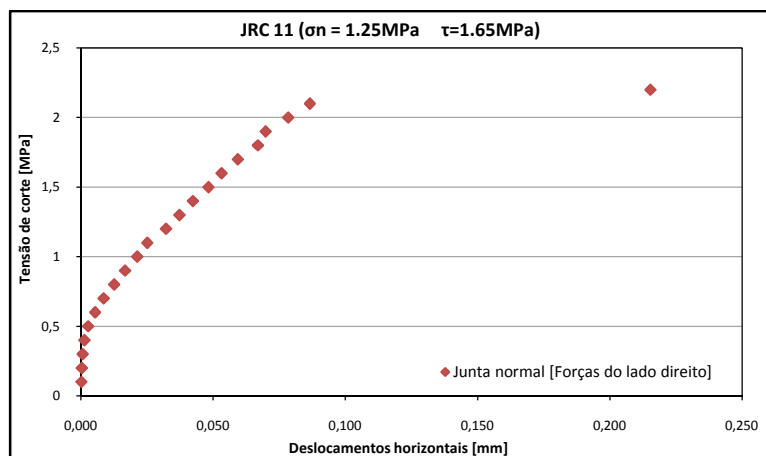


Figura 6.2 – Deslocamento horizontal em função da tensão de corte com $\sigma_n=1,25$ MPa – JRC 11 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].

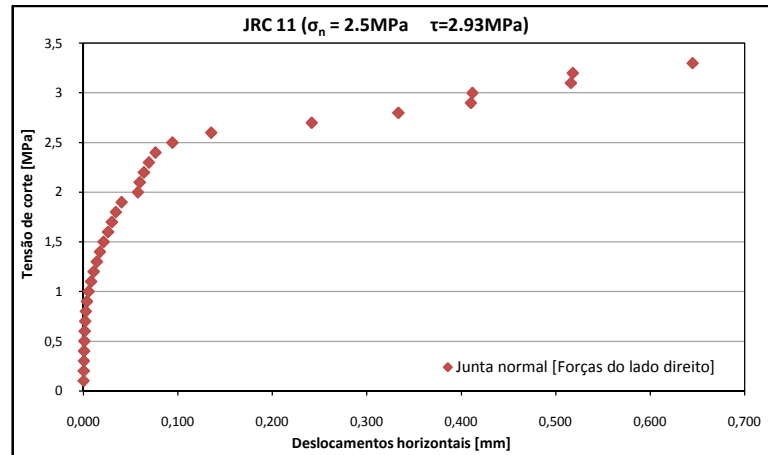


Figura 6.3 – Deslocamento horizontal em função da tensão de corte com $\sigma_n=2,5$ MPa – JRC 11 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].

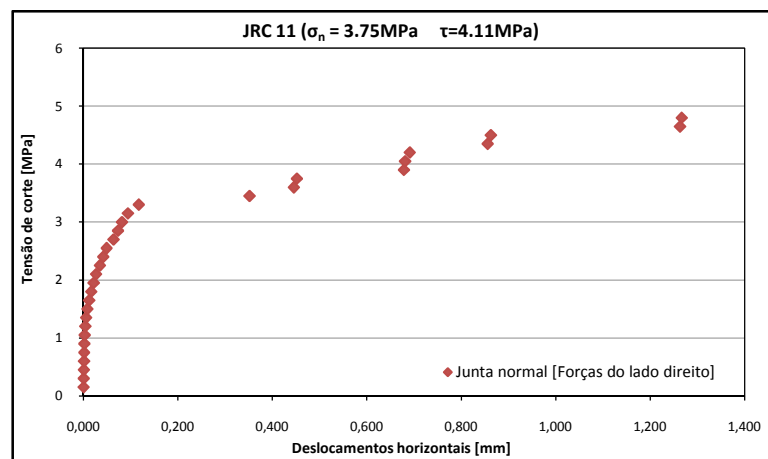


Figura 6.4 – Deslocamento horizontal em função da tensão de corte com $\sigma_n=3,75$ MPa – JRC 11 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].

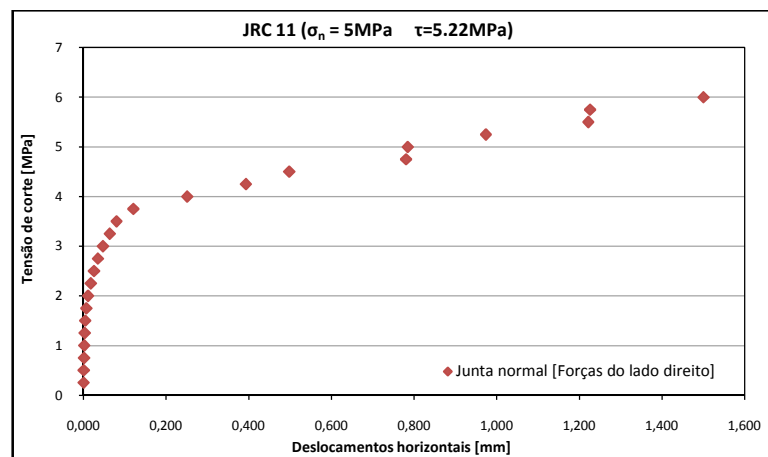


Figura 6.5 – Deslocamento horizontal em função da tensão de corte com $\sigma_n=5$ MPa – JRC 11 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].

Em todas as situações atrás demonstradas graficamente, verifica-se numa fase inicial um aumento muito reduzido dos deslocamentos tangenciais enquanto que a tensão tangencial aumenta rapidamente. Este aspecto está relacionado com a mobilização da rigidez ao corte inicial. A rigidez ao corte de uma superfície rugosa é mais elevada numa fase inicial dos deslocamentos, e vai-se degradando em função das tensões de corte aplicadas na amostra. Sabe-se que quanto maior é a tensão normal a que uma junta rochosa está submetida durante um ensaio de deslizamento ou corte, maior será o efeito da rigidez transversal da superfície da junta. Graficamente, a rigidez transversal da junta é definida pela inclinação inicial da curva dos deslocamentos tangenciais em função da tensão de corte, daí que quanto maior é a tensão normal na junta, maior a inclinação da recta. Nesta fase do ensaio de deslizamento está-se perante a fase elástica do material das paredes da superfície da junta. Refira-se no entanto, que neste estudo se considerou uma rigidez tangencial constante e igual para todas as diferentes solicitações de tensão normal.

De certa forma a tensão normal retarda o deslizamento dos blocos sobre o plano da junta, o que significa que a resistência ao corte de uma junta rochosa será tanto maior quanto a tensão normal a que está sujeita. Verifica-se também que para as tensões normais consideradas, o comportamento resistente da junta até à rotura por corte difere não só no valor máximo da resistência ao corte, mas também pela forma como se processa a rotura. Graficamente, pode-se constatar que à medida que a tensão normal instalada na superfície da junta aumenta, a escolha do valor ao qual se considere que a junta entra em rotura por corte não é tão evidente.

Após uma primeira fase em que o comportamento da superfície da junta tem características elásticas, inicia-se uma fase plástica caracterizada por maiores incrementos de deslocamentos, para incrementos iguais da tensão de corte, do que os verificados no ramo linear. No entanto pode-se observar que esses incrementos de deslocamentos se mantêm constantes até determinada fase do carregamento. Numa fase em que já se verifica um comportamento plástico da amostra, podem ocorrer pontualmente incrementos de deslocamentos mais significativos, que correspondem a pequenas cedências da superfície da junta. No entanto, em certos casos, essas cedências podem não corresponder à resistência teórica máxima ao corte da superfície da junta, pois ainda se verifica o ressurgimento do ramo linear da fase plástica, exemplificando-se com a Figura 6.4 em que se verificam alguns patamares de cedência, impondo deste modo uma análise mais cuidada. Nestes casos, o recurso à visualização dos elementos em cedência, “yielded elements”, fornecidos pelo programa Phase2, pode-se tornar fundamental na escolha do valor numérico da resistência ao corte.

Uma outra evidência retirada da análise dos gráficos obtidos é o facto de quanto maior for a tensão normal, maiores são os deslocamentos tangenciais que se conseguem induzir na amostra sem que ocorra rotura por corte ou deslizamento. Isto explica-se pelo retardamento do deslizamento provocado pela maior mobilização da rigidez ao corte.

Assim, e tendo em consideração o que foi referido, determinaram-se os pontos de cedência por corte das juntas. Então, observando-se as figuras anteriores verifica-se que neste caso concreto, para uma tensão normal de 0,625 MPa, após se atingir uma tensão de corte de 0,95 MPa ocorre uma cedência com deslocamento significativo, considerando-se desta forma 0,95 MPa como o valor numérico da resistência ao corte para a junta com um JRC 11. Quanto à resistência máxima de corte para a junta submetida a uma tensão normal de 1,25 MPa, a sua determinação já não é tão óbvia como a situação anterior. Neste caso verificam-se duas pequenas cedências após tensões de corte de 1,7 e 1,9 MPa. Posteriormente ocorre um deslocamento tangencial mais significativo, mais concretamente após se atingir uma tensão de corte de 2,1 MPa.

O problema da determinação da resistência de corte máxima está associado à escolha do patamar de cedência para o qual corresponderá a resistência máxima. Alguns patamares de cedência corresponderão a momentos em que as paredes de rocha galgam parcialmente algumas das irregularidades da superfície da junta, havendo um novo rearranjo entre as paredes de rocha opostas. Seguidamente a estes patamares surge frequentemente um aumento de resistência. Desta forma, estes patamares podem não corresponder propriamente à rotura por corte, isto é, à resistência máxima ao corte da superfície da junta. Quando se verificam estes patamares de cedência, verifica-se também em simultâneo um aumento de plastificação de elementos envolventes à superfície da junta. Para tensões normais mais elevadas, estes patamares de cedência surgem com mais frequência, o que se traduz numa maior incerteza na determinação do valor da resistência ao corte máxima.

De facto, a determinação numérica das resistências máximas ao corte de superfícies rochosas requer um estudo aprofundado dos parâmetros a considerar na definição do modelo a simular. Durante um deslizamento sobre uma superfície rochosa a sua rigidez, tanto normal como transversal, vai-se degradando com a ocorrência de deslocamentos, interferindo na resistência ao corte da junta. Contudo, como já foi referido, considerou-se que esta se mantinha constante. Como se pode verificar no capítulo anterior, as características da junta que controlaram a sua resistência foram a rigidez normal e transversal e o seu ângulo de atrito, mantendo-se estas constantes durante todo o processo de deslizamento. Outro aspecto a referir é o facto de se terem usado no material rochoso, logo, nas paredes da superfície, parâmetros de pico e residuais de Hoek-Brown iguais, significando que a resistência dessas paredes, independentemente do seu estado de plastificação, iria resistir segundo os parâmetros resistentes de pico.

É de salientar que o estudo do comportamento mecânico de juntas rochosas, em particular quando submetidas a tensões normais elevadas, requer uma abordagem muito cautelosa atendendo a que ainda nem todos os factores que intervêm no seu comportamento mecânico se encontram bem estudados.

Dadas as circunstâncias, e justificadas pelos motivos anteriormente citados, a escolha do valor numérico da resistência ao corte poderá ficar caracterizado, não apenas por um, mas por vários valores, resultado da incerteza na sua determinação.

Retomando a análise dos resultados, no caso correspondente a uma tensão normal na superfície da junta de 2,5 MPa, verifica-se a ocorrência de uma primeira cedência aos 2,6 MPa e posteriormente, ocorrem mais duas para tensões de corte correspondentes a 3,0 e 3,2 MPa. Analogamente, para uma tensão normal de 3,75 MPa ocorrem alguns patamares de cedência, nomeadamente para os estágios de carregamento onde se aplicam tensões de corte de 3,6, 3,75, 4,2 e 4,5 MPa. Também para o caso da tensão normal de 5 MPa verificam-se cedências aos 4,5, 5,0 e 5,75 MPa. Nestes casos em que as tensões normais já são elevadas facilmente se observa o desenvolvimento dos elementos em plastificação. Desta forma, para uma melhor avaliação da resistência ao corte e deslizamento das juntas este aspecto foi analisado. A título de exemplo, mostra-se (Figura 6.6), para o caso da tensão normal de 3,75 MPa uma sequência de imagens correspondentes à plastificação de elementos contíguos à junta.

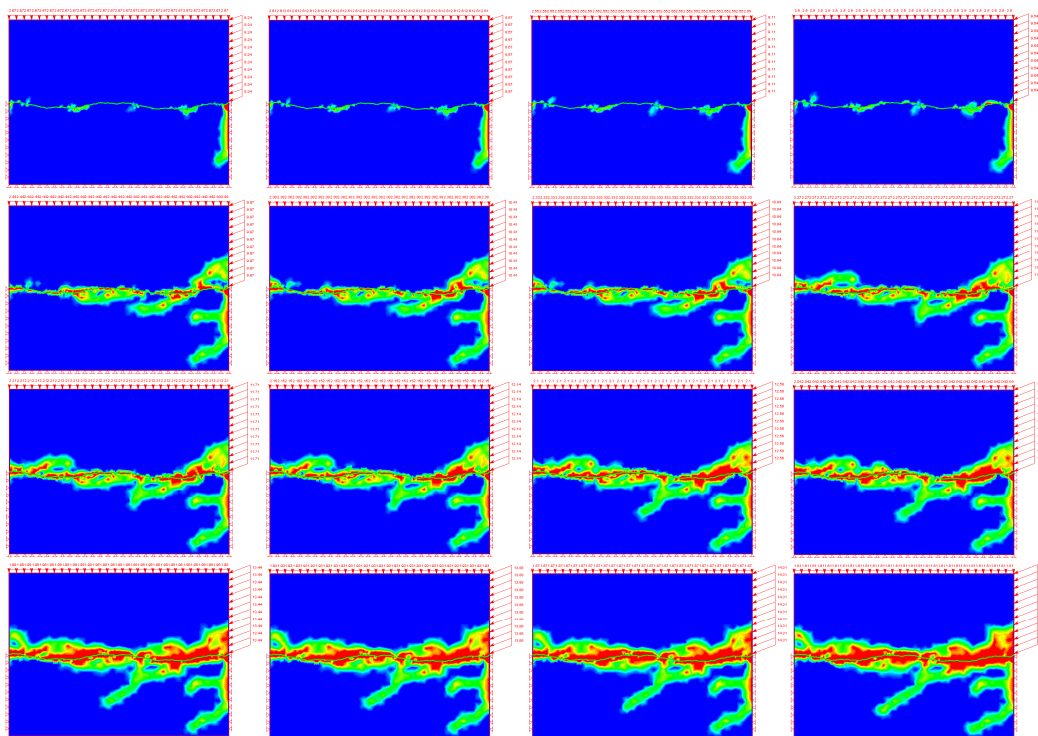


Figura 6.6 – Desenvolvimento de elementos em rotura (desde uma tensão de corte de 2,85 até 5,1 MPa com incrementos de 0,15 MPa) para o caso da tensão normal de 3,75 MPa.

Pela Figura 6.6 podem-se explicar os patamares de cedência que se verificam ao longo da aplicação das tensões de corte. A figura diz respeito a uma tensão normal na superfície da junta de 3,75 MPa e de acordo com a Figura 6.4 podem-se relacionar os tais patamares com o aparecimento dos elementos em cedência. A quinta imagem da sequência corresponde à aplicação de uma tensão de corte de 3,3 MPa que corresponde à primeira cedência verificada graficamente. No entanto, para uma tensão normal de 3,75 MPa é de esperar que para ocorrer deslizamento sobre a superfície tenha de haver rompimento das irregularidades da superfície da junta, o que implica a plastificação dos elementos envolventes à junta. Assim, a primeira cedência não corresponderá à rotura por corte da amostra. Da 10^a para a 11^a imagem já se regista uma envolvência da junta por elementos em rotura. Nesta fase do carregamento está aplicada uma tensão de corte de 4,2 MPa. Refira-se que, a graduação das cores indica o estado de plastificação dos elementos, correspondendo à cor vermelha os elementos já completamente plastificados.

Volta-se a frisar que a plastificação de elementos contíguos à superfície da junta rochosa ocorre frequentemente, e com mais intensidade, para tensões normais elevadas. Na Figura 6.7 mostra-se a plastificação da junta para os casos de uma tensão normal de 0,625 e 5,0 MPa. Como se constata, na primeira situação, ocorre deslizamento praticamente sem a plastificação de elementos da junta. Contrariamente, para uma tensão de 5,0 MPa, a presença de elementos em fase de plastificação é visível durante várias fases do carregamento.

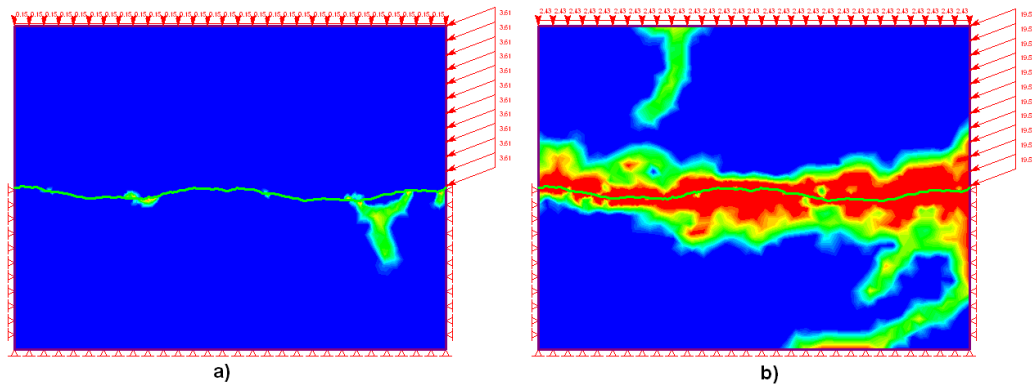


Figura 6.7 – Diferença entre a ocorrência de plastificação para os casos de uma tensão normal na junta de: a) 0,625 MPa e b) 5,0 MPa.

Após o exposto anteriormente, e determinadas as resistências ao corte numéricas para a junta rochosa com um coeficiente de rugosidade 11, no caso em que a junta se apresenta geometricamente na mesma posição que a definida nos perfis tipo de Barton *et al.* e as forças de corte estão aplicadas do lado direito da amostra, representaram-se graficamente essas mesmas resistências juntamente com a envolvente teórica de rotura definida pelo critério de rotura ao corte de Barton.

Representaram-se também valores de possíveis roturas por corte correspondentes às cedências mais significativas verificadas com o decorrer das simulações. Pretende-se com isto demonstrar a problemática da indecisão na escolha do valor máximo da resistência ao corte de uma junta rochosa. Como se verifica pela Figura 6.8, de uma maneira geral, à medida que aumentam as tensões normais na superfície da junta vai aumentando a indecisão na escolha do valor máximo da resistência ao corte ou deslizamento de uma junta rochosa. Na mesma figura, estão representados os valores das resistências ao corte determinados numericamente, sendo que se destacam, de acordo com os critérios de escolha adoptados, aqueles que se apresentaram mais plausíveis de serem entendidos como definidores da máxima resistência ao corte oferecida pela junta.

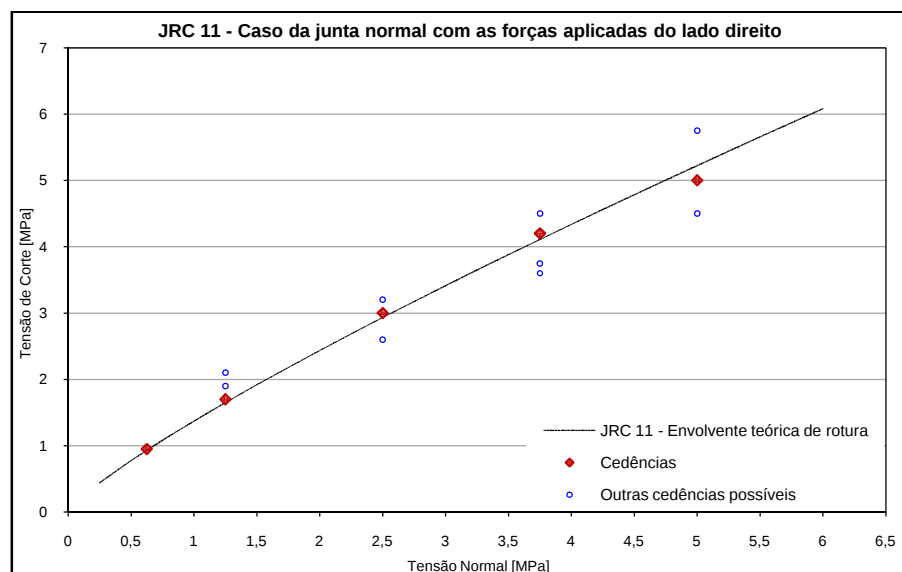


Figura 6.8 – Envolvente teórica de rotura juntamente com os pontos de rotura determinados numericamente – JRC 11 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].

Graficamente, constata-se que existe uma boa aproximação entre os valores numéricos e os teóricos.

Na Tabela 6.3 apresentam-se em jeito de comparação os valores das resistências ao corte e deslizamento para o caso em estudo obtidas, quer teoricamente segundo o critério de rotura de Barton, quer pelos resultados das análises numéricas.

Tabela 6.3 – Resistências ao corte obtidas numericamente para JRC 11 no caso da junta normal com as forças aplicadas à direita.

JRC 11 – Caso junta normal com forças aplicadas à direita		
σ_n [MPa]	τ [MPa]	
	Teórico	Numérico
0,625	0,93	0,95
1,25	1,65	1,7
2,50	2,93	3,0
3,75	4,11	4,2
5	5,22	5,0

6.2.1.2. Coeficiente de rugosidade – JRC 13

Considerando agora uma junta com um coeficiente de rugosidade 13, foram simulados os ensaios para as várias tensões normais. Os resultados estão apresentados desde a Figura 6.9 até à Figura 6.13.

Como se pode verificar, para a tensão normal de 0,625 MPa (Figura 6.9) ocorrem cedências correspondentes a tensões de corte de 0,7, 0,95 e 1,1 MPa, sendo que nesta última é onde se regista o maior deslocamento.

Quanto ao caso da tensão normal de 1,25 MPa na superfície da junta, ocorre uma primeira cedência aos 2,0 MPa e posteriormente outra aos 2,5 MPa. Verifica-se então, mais uma vez, a proximidade entre uma das cedências que ocorrem durante o ensaio e o correspondente valor teórico de rotura.

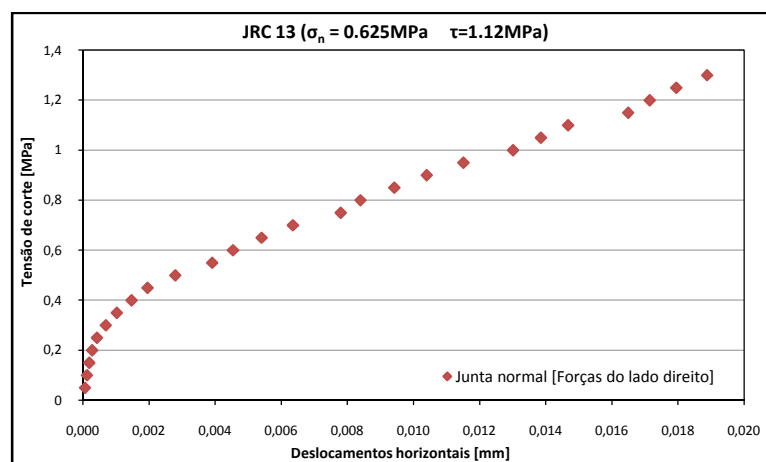


Figura 6.9 – Deslocamento horizontal em função da tensão de corte com $\sigma_n = 0,625$ MPa – JRC 13 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].

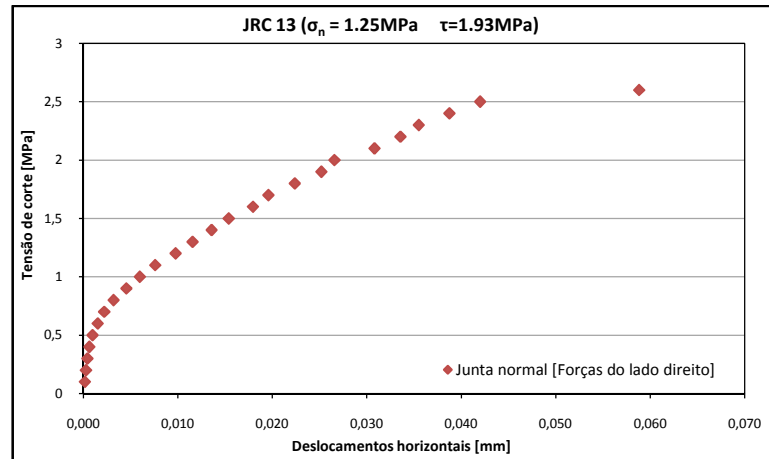


Figura 6.10 – Deslocamento horizontal em função da tensão de corte com $\sigma_n=1,25$ MPa – JRC 13 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].

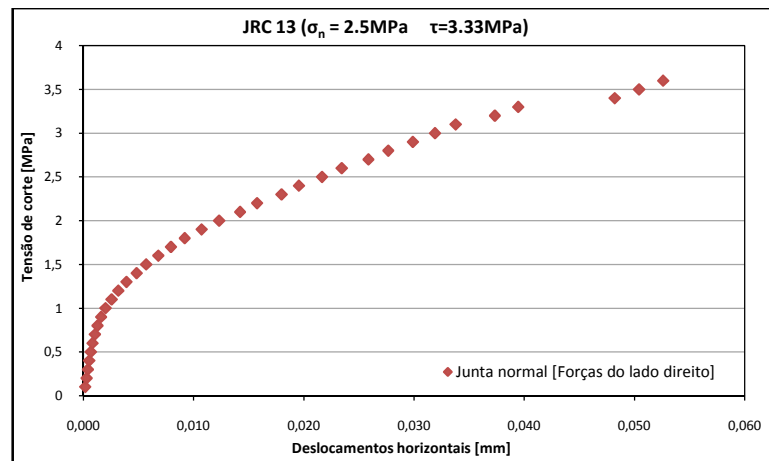


Figura 6.11 – Deslocamento horizontal em função da tensão de corte com $\sigma_n=2,5$ MPa – JRC 13 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].

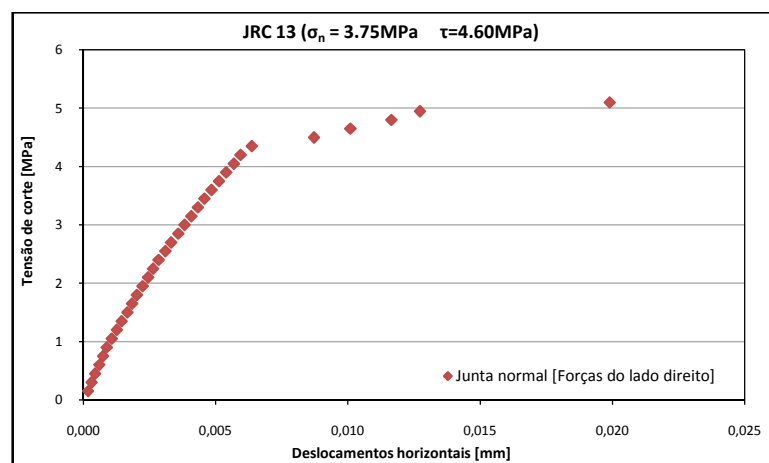


Figura 6.12 – Deslocamento horizontal em função da tensão de corte com $\sigma_n=3,75$ MPa – JRC 13 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].

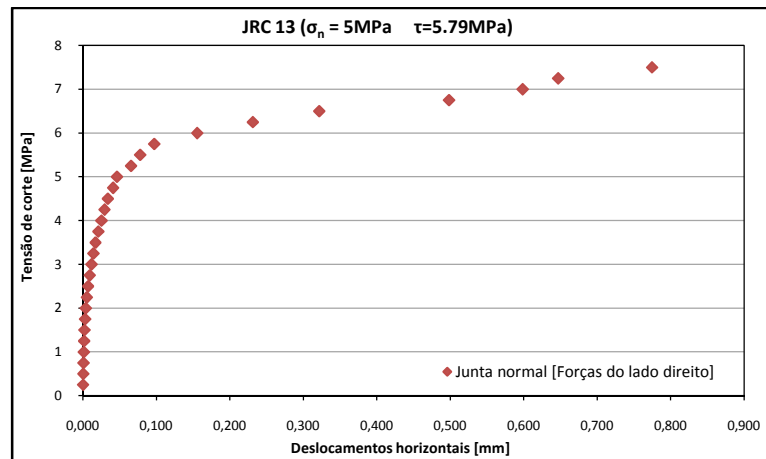


Figura 6.13 – Deslocamento horizontal em função da tensão de corte com $\sigma_n = 5 \text{ MPa}$ – JRC 13 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].

De acordo com os critérios utilizados na avaliação do comportamento mecânico das juntas, estabeleceram-se as possíveis roturas por corte, estando as mesmas representadas na Figura 6.14. Verifica-se uma situação idêntica ao caso anterior. Mais uma vez a indecisão na escolha do valor de rotura aumenta segundo o aumento das tensões normais instaladas. Na Tabela 6.4 apresentam-se os valores teóricos de rotura e os correspondentes valores numéricos.

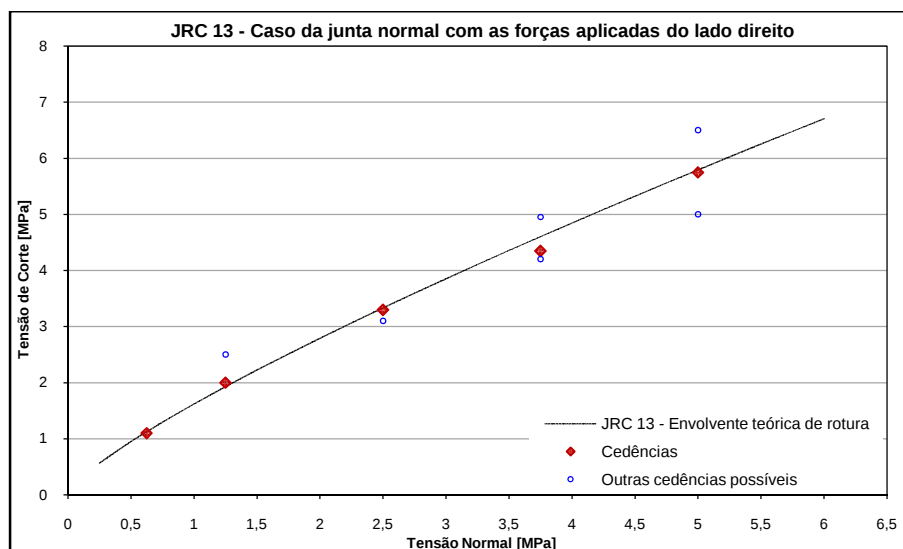


Figura 6.14 – Envolvente teórica de rotura juntamente com os pontos de rotura determinados numericamente – JRC 13 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].

Tabela 6.4 – Resistências ao corte obtidas numericamente para JRC 13 no caso da junta normal com as forças aplicadas à direita.

JRC 13 – Caso junta normal com forças aplicadas à direita		
σ_n [MPa]	τ [MPa]	
	Teórico	Numérico
0,625	1,12	1,1
1,25	1,93	2,0
2,50	3,33	3,3
3,75	4,60	4,35
5	5,79	5,75

6.2.1.3. Coeficiente de rugosidade – JRC 15

Como se pode averiguar pelas figuras seguintes, mantém-se a tendência da ocorrência de uma cedência nas proximidades do valor teórico de rotura.

Salienta-se que para uma tensão normal de 0,625 MPa, ocorrem vários patamares de pequenas cedências ou rearranjos das paredes de rocha, nomeadamente para tensões de corte de 0,6, 0,75, 0,95 e 1,15 MPa, sendo esta última a que regista o maior incremento de deslocamento tangencial.

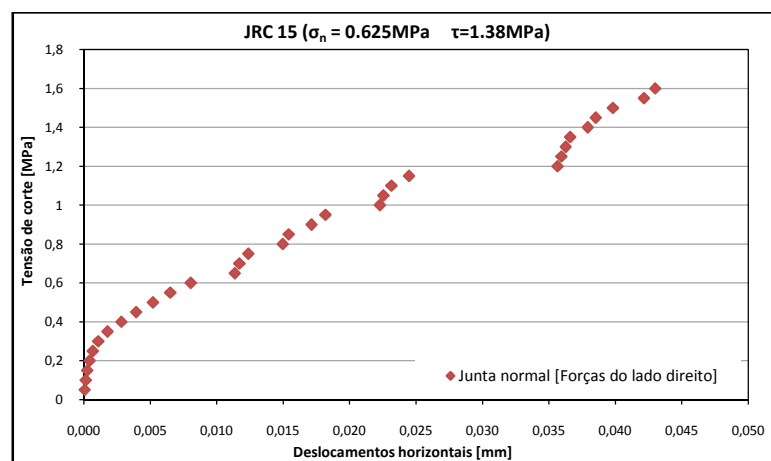


Figura 6.15 – Deslocamento horizontal em função da tensão de corte com $\sigma_n=0,625$ MPa – JRC 15 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].

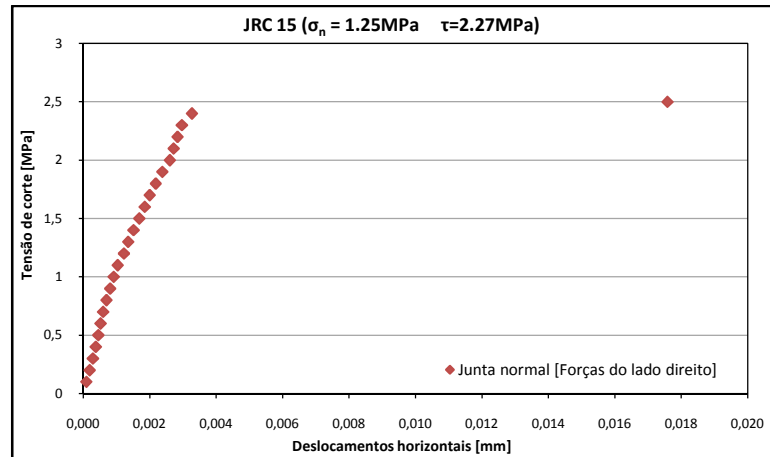


Figura 6.16 – Deslocamento horizontal em função da tensão de corte com $\sigma_n = 1,25 \text{ MPa}$ – JRC 15 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].

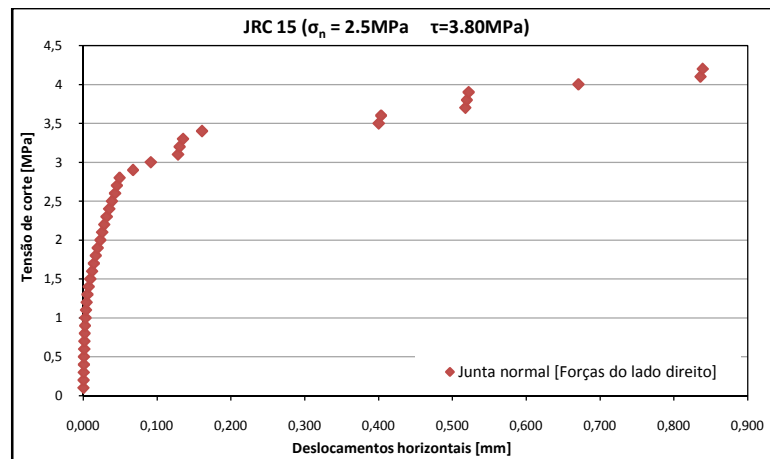


Figura 6.17 – Deslocamento horizontal em função da tensão de corte com $\sigma_n = 2,5 \text{ MPa}$ – JRC 15 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].

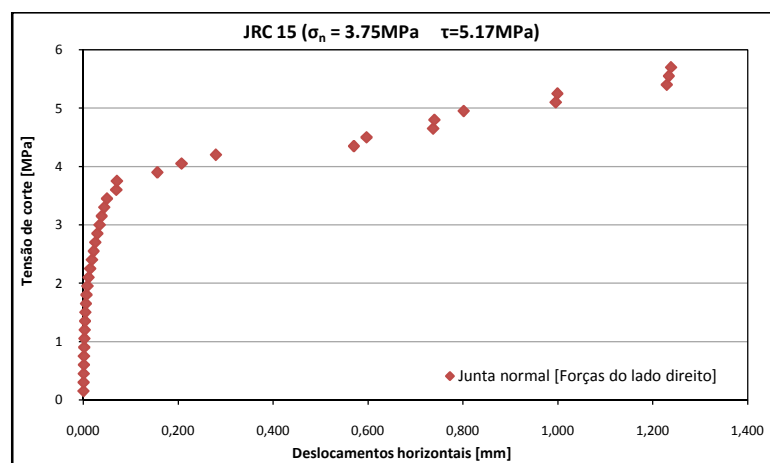


Figura 6.18 – Deslocamento horizontal em função da tensão de corte com $\sigma_n = 3,75 \text{ MPa}$ – JRC 15 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].

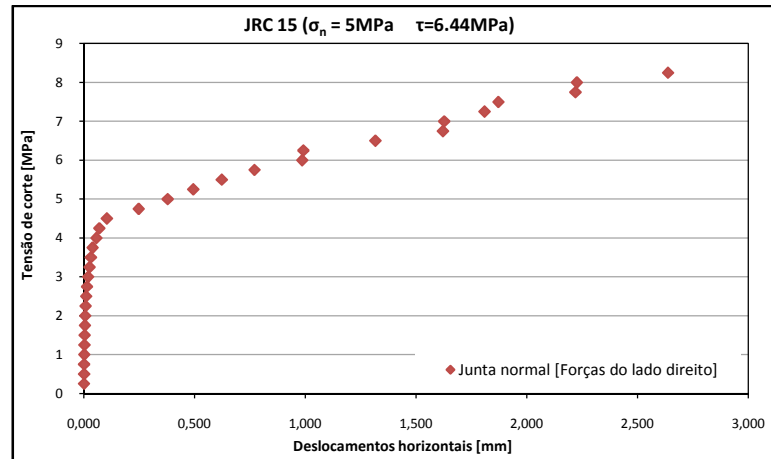


Figura 6.19 – Deslocamento horizontal em função da tensão de corte com $\sigma_n = 5\text{MPa}$ – JRC 15 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].

Refira-se que na situação referente a uma tensão normal de 1,25 MPa verifica-se para uma tensão de corte de 2,4 MPa um aumento repentino dos deslocamentos tangenciais. Contudo, uma análise do gráfico mais cuidada permite verificar que para uma tensão de corte de 2,3 MPa dá-se uma primeira cedência. Contudo, atendendo à dimensão do incremento de deslocamento tangencial ocorrido, considera-se 2,4 MPa como o valor máximo da resistência ao corte obtido numericamente.

Na Figura 6.20 representa-se a envolvente teórica de rotura para um JRC 15 assim como os valores das resistências ao corte determinados numericamente. Assinalam-se também, outras possíveis tensões de corte. Na Tabela 6.5 apresentam-se, para cada uma das tensões normais consideradas, os valores teóricos de rotura e os obtidos numericamente.

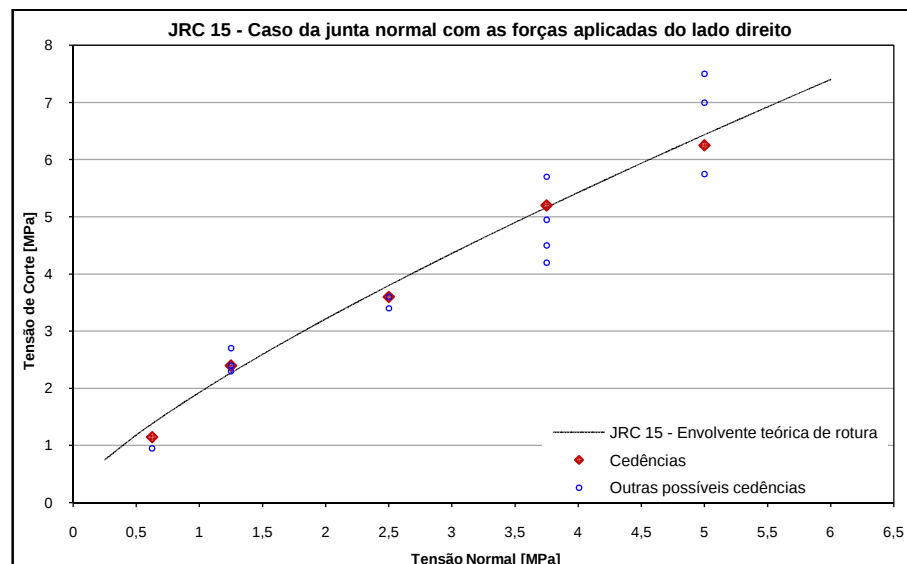


Figura 6.20 – Envolvente teórica de rotura juntamente com os pontos de rotura determinados numericamente – JRC 15 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].

Tabela 6.5 – Resistências ao corte obtidas numericamente para JRC 15 no caso da junta normal com as forças aplicadas à direita.

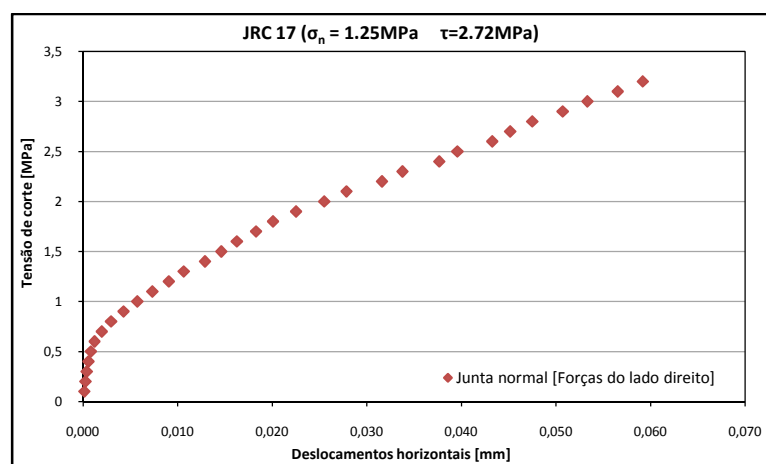
JRC 15 – Caso junta normal com forças aplicadas à direita		
σ_n [MPa]	τ [MPa]	
	Teórico	Numérico
0,625	1,38	1,15
1,25	2,27	2,40
2,50	3,80	3,60
3,75	5,17	5,2
5	6,44	6,25

6.2.1.4. Coeficiente de rugosidade – JRC 17

Na simulação dos ensaios com uma junta caracterizada por um JRC 17, verificou-se a impossibilidade de se simular o ensaio para uma tensão normal na superfície da junta de 0,625 MPa, atendendo a que para se conseguir atingir tensões de corte de valor no mínimo igual ao calculado pelo critério de Barton, era necessária a aplicação de tensões normais com sentido ascendente, de modo a compensar a componente das tensões de corte que, por efeito do seu ângulo de inclinação relativamente à horizontal, introduzem tensões normais na superfície da junta.

Na realidade, não se podem realizar ensaios laboratoriais ou *in situ* nestas condições, visto ser fisicamente impossível a aplicação de tal sistema de forças.

Seguidamente (Figura 6.21 a Figura 6.24) são apresentados os gráficos dos deslocamentos tangenciais (δ_t) vs tensões de corte (τ) resultantes das simulações numéricas.

Figura 6.21 – Deslocamento horizontal em função da tensão de corte com $\sigma_n = 1,25 \text{ MPa}$ – JRC 17 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].

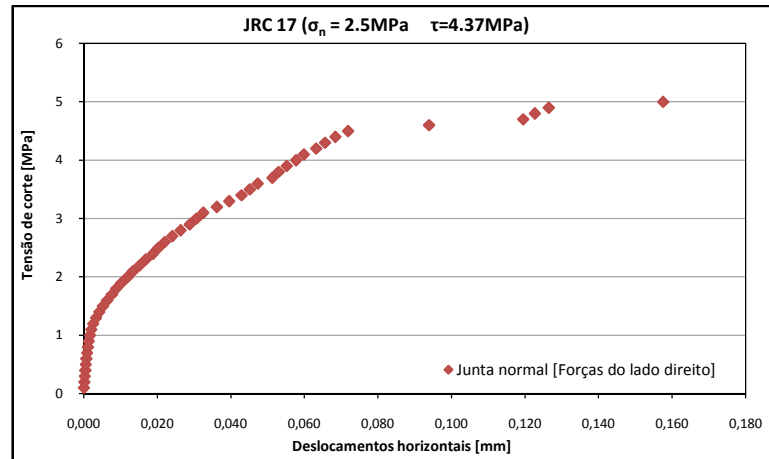


Figura 6.22 – Deslocamento horizontal em função da tensão de corte com $\sigma_n=2,5$ MPa – JRC 17 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].

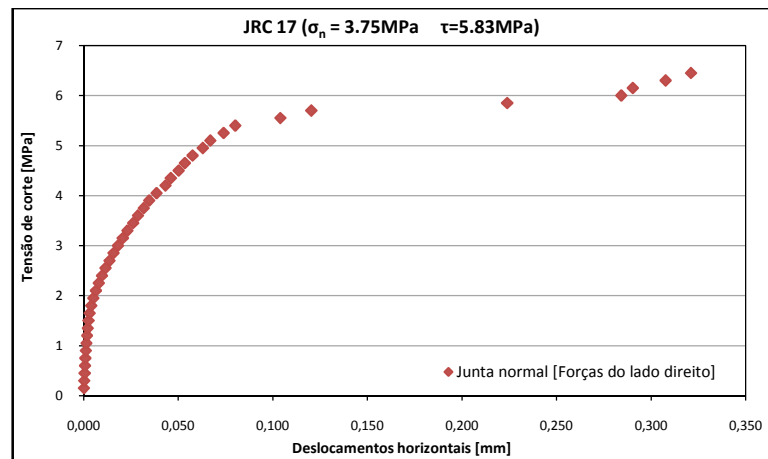


Figura 6.23 – Deslocamento horizontal em função da tensão de corte com $\sigma_n=3,75$ MPa – JRC 17 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].

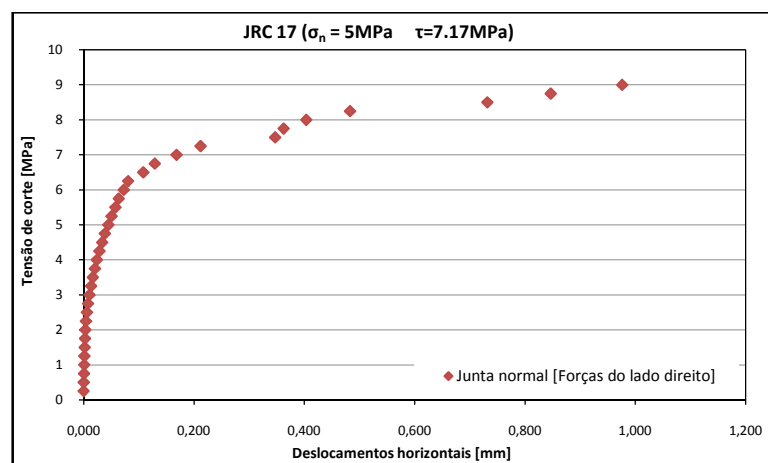


Figura 6.24 – Deslocamento horizontal em função da tensão de corte com $\sigma_n=5$ MPa – JRC 17 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].

Para uma tensão normal de 1,25 MPa verificou-se uma indefinição quanto ao valor da resistência ao corte. Nesta situação apenas surgem pequenos acréscimos de deslocamentos tangenciais, não se conseguindo concluir se se tratam de pequenas plastificações e consequentes arranjos das paredes de rochas. Optou-se então, dadas as circunstâncias, por não definir qual o valor numérico da resistência ao corte.

Analogamente aos casos estudados anteriormente, neste caso da junta em que JRC caracteriza-se pelo valor 17, verificam-se também alguns patamares de cedência que não correspondem à máxima resistência ao corte da junta rochosa.

A Figura 6.25 corresponde à envolvente teórica de rotura, estando também assinalados os valores determinados numericamente. Assinalam-se também, outras possíveis tensões de corte. Na Tabela 6.6 apresentam-se, para cada uma das tensões normais consideradas, os valores teóricos de rotura e os obtidos numericamente.

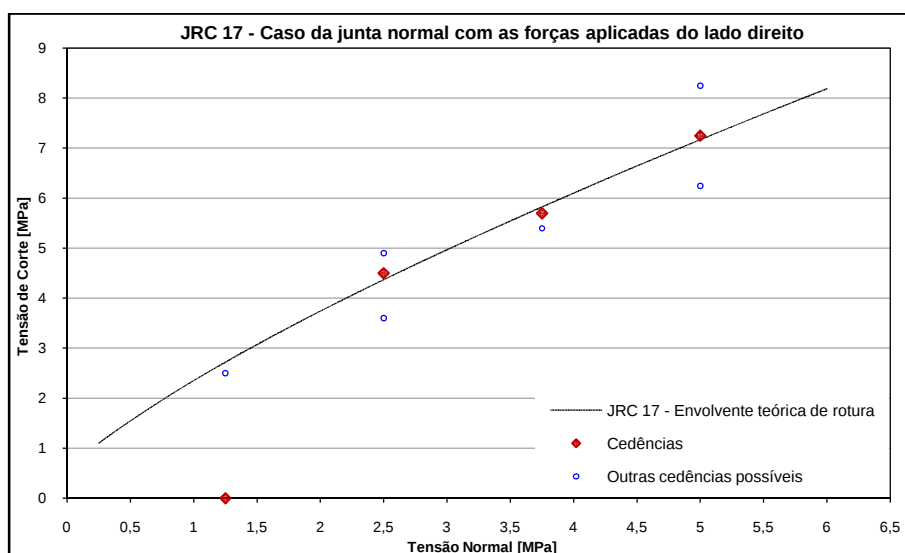


Figura 6.25 – Envolvente teórica de rotura juntamente com os pontos de rotura determinados numericamente – JRC 17 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].

Tabela 6.6 – Resistências ao corte obtidas numericamente para JRC 17 no caso da junta normal com as forças aplicadas à direita.

JRC 17 – Caso junta normal com forças aplicadas à direita		
σ_n [MPa]	τ [MPa]	
	Teórico	Numérico
0,625	-	-
1,25	2,72	-
2,50	4,37	4,5
3,75	5,83	5,7
5	7,17	7,25

6.2.1.5. Coeficiente de rugosidade – JRC 19

Tal como no caso anterior, e pelos mesmos motivos, não foram simulados os ensaios correspondentes a tensões normais na superfície da junta de 0,625 e 1,25 MPa.

Os resultados obtidos para as restantes tensões normais estão demonstrados através das Figura 6.26 a Figura 6.28.

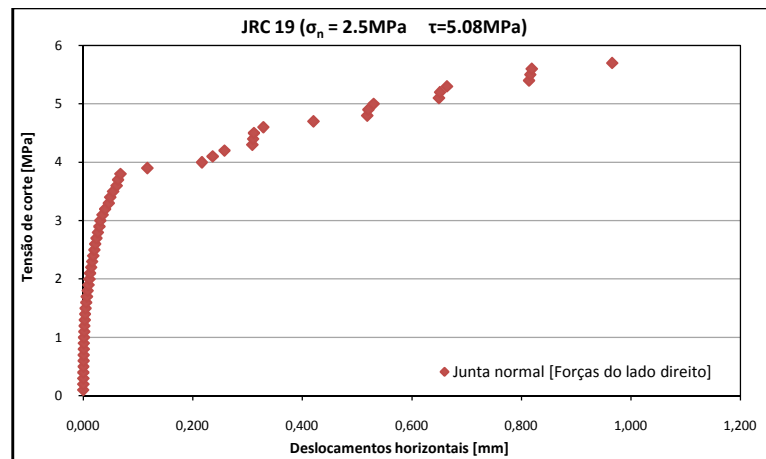


Figura 6.26 – Deslocamento horizontal em função da tensão de corte com $\sigma_n=2,5 \text{ MPa}$ – JRC 19 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].

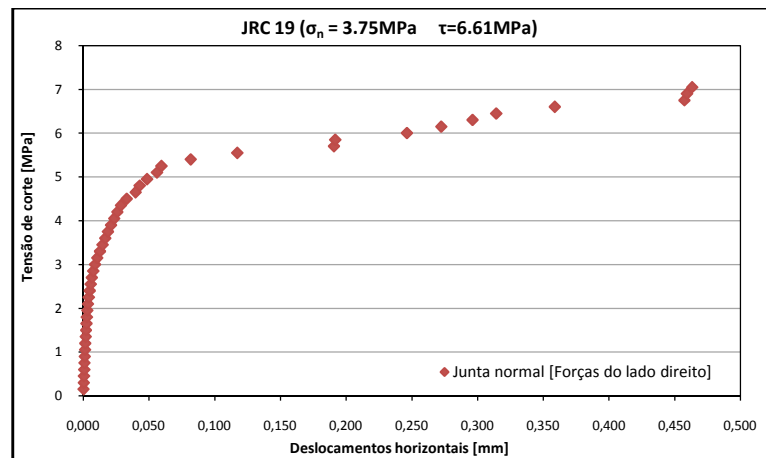


Figura 6.27 – Deslocamento horizontal em função da tensão de corte com $\sigma_n=3,75 \text{ MPa}$ – JRC 19 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].

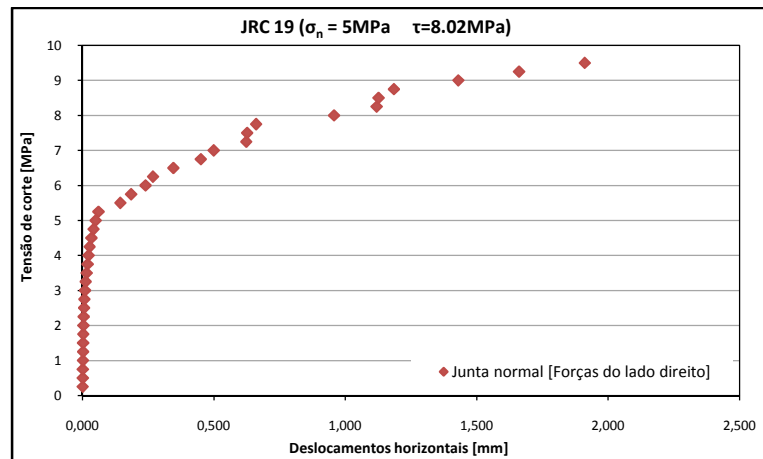


Figura 6.28 – Deslocamento horizontal em função da tensão de corte com $\sigma_n = 5 \text{ MPa}$ – JRC 19 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].

Mais uma vez se verifica, como em maioritariamente em todas as situações, que existe um valor numérico, muito próximo do valor teórico de rotura, susceptível de ser interpretado como o valor da resistência ao corte ou deslizamento da junta.

Na Figura 6.29 representa-se a envolvente teórica de rotura para um JRC 19 assim como os valores das resistências ao corte determinados numericamente. Assinalam-se também, outras possíveis tensões de corte. Na Tabela 6.7 apresentam-se, para cada uma das tensões normais consideradas, os valores teóricos de rotura e os obtidos numericamente.

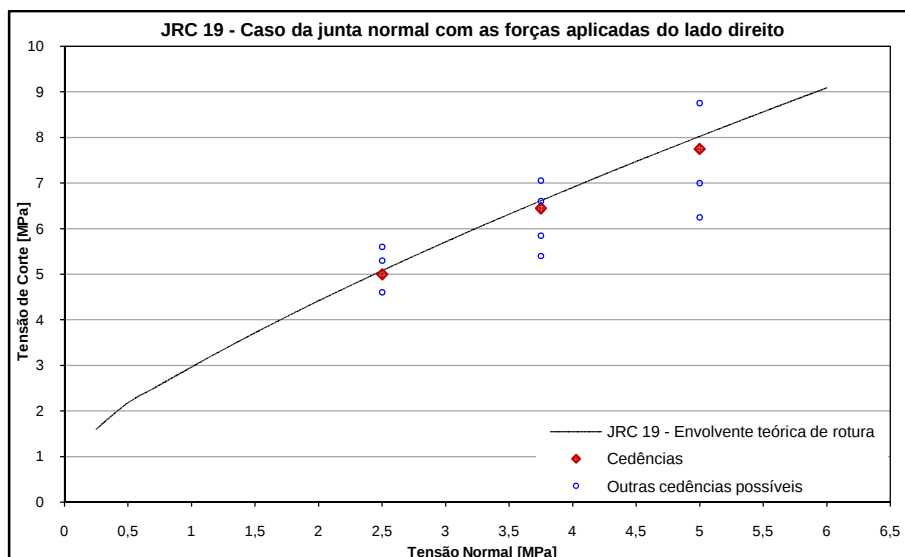


Figura 6.29 – Envolvente teórica de rotura juntamente com os pontos de rotura determinados numericamente – JRC 19 [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].

Tabela 6.7 – Resistências ao corte obtidas numericamente para JRC 19 no caso da junta normal com as forças aplicadas à direita.

JRC 19 – Caso junta normal com forças aplicadas à direita		
σ_n [MPa]	τ [MPa]	
	Teórico	Numérico
0,625	-	-
1,25	-	-
2,50	5,08	5,0
3,75	6,61	6,45
5	8,02	7,75

6.2.1.6. Envolventes de rotura

Representando-se as resistências ao corte obtidas, por via numérica, juntamente com as envolventes teóricas de rotura definidas pelo critério de Barton para os casos de JRC's considerados, conclui-se que as simulações dos ensaios de corte e deslizamento de juntas rochosas, de uma maneira geral, permite obter boas estimativas da sua rotura por corte.

Na Figura 6.30 estão expostos os resultados obtidos para o caso em que a junta se encontra na sua posição normal, e as forças de cortes são aplicadas do lado direito da amostra. Através da sua observação constata-se que a simulação numérica permite obter resultados aceitáveis.

Refira-se que para uma junta com JRC 15, a uma tensão normal de 0,625 MPa, o valor numérico da tensão de corte apresenta-se muito próximo do valor do caso de JRC 13 mas, no entanto, o seu valor é superior, como seria de esperar. Note-se que em todos os casos, qualquer que seja a tensão normal, um determinado JRC tem sempre uma resistência ao corte superior ao JRC de valor inferior.

É de relembrar, que no caso de um JRC 17, e a uma tensão normal de 1,25 MPa na superfície da junta, não se concluiu qual o valor designativo da máxima resistência ao corte, daí que este apareça com o valor “zero”.

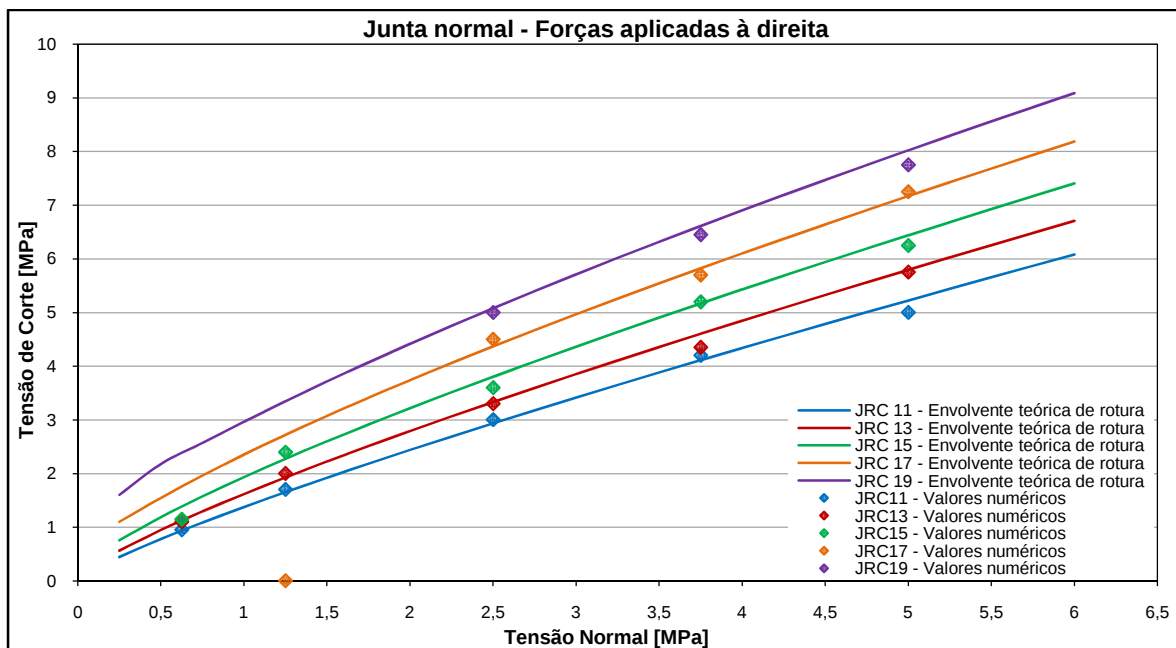


Figura 6.30 – Envoltentes teóricas de ruptura para todos os JRC's considerados juntamente com os pontos de ruptura determinados numericamente [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].

6.2.2. CASO DA JUNTA NORMAL COM AS FORÇAS APLICADAS NO LADO ESQUERDO

Aplicando-se as tensões de corte do lado esquerdo da amostra, verifica-se, principalmente para as tensões mais elevadas, uma relação mais distante entre os valores numéricos e os teóricos. Contudo, os valores numéricos obtidos demonstram sempre que, a qualquer tensão normal aplicada da superfície da junta, o valor numérico da resistência ao corte para um determinado coeficiente de rugosidade é sempre maior ou igual que o do coeficiente anterior, o que comprova a veracidade dos resultados das simulações numéricas.

Na Figura 6.31 mostram-se os valores obtidos para a situação em questão, bem como as envoltentes de ruptura teóricas.

Refira-se que, tanto para este caso como os apresentados seguidamente, podem-se consultar em anexo os vários gráficos de deslocamentos horizontais em função da tensão de corte.

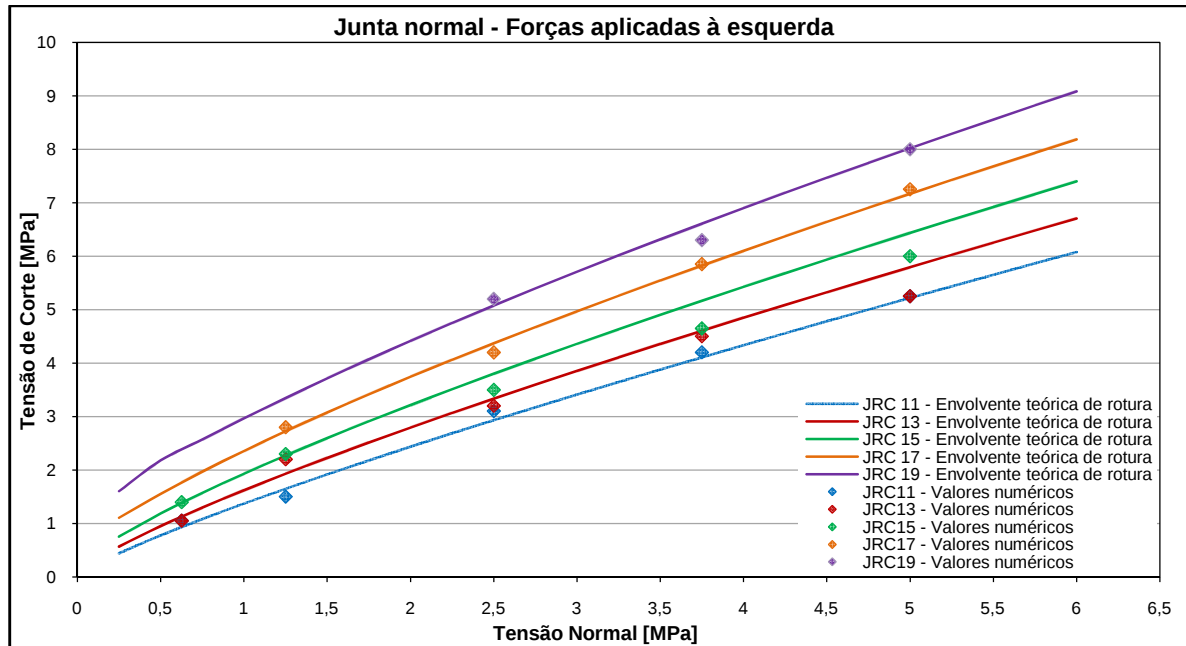


Figura 6.31 – Envoltentes teóricas de rotura para todos os JRC's considerados juntamente com os pontos de rotura determinados numericamente [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado esquerdo].

6.2.3. CASO DA JUNTA INVERTIDA COM AS FORÇAS APLICADAS NO LADO DIREITO

Na Figura 6.32 estão representadas as resistências numéricas máximas obtidas para esta situação. Note-se que, como na situação anterior, a relação entre os valores numéricos e os teóricos diminui com o aumento da tensão normal.

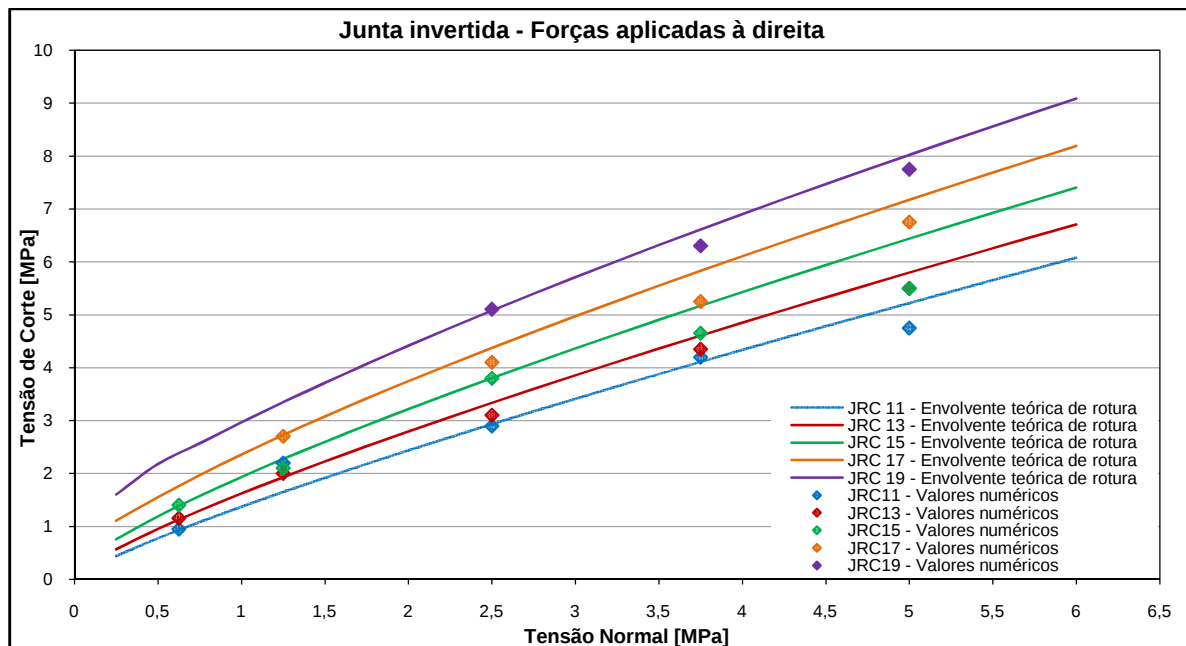


Figura 6.32 – Envoltentes teóricas de rotura para todos os JRC's considerados juntamente com os pontos de rotura determinados numericamente [Junta invertida – forças de corte aplicadas do lado direito].

6.2.4. CASO DA JUNTA INVERTIDA COM AS FORÇAS APLICADAS NO LADO ESQUERDO

Apresentam-se na Figura 6.33 as resistências de corte obtidas para o caso da junta invertida e com as forças de corte aplicadas do lado esquerdo da amostra. Representam-se na mesma figura, as envolventes de rotura teóricas.

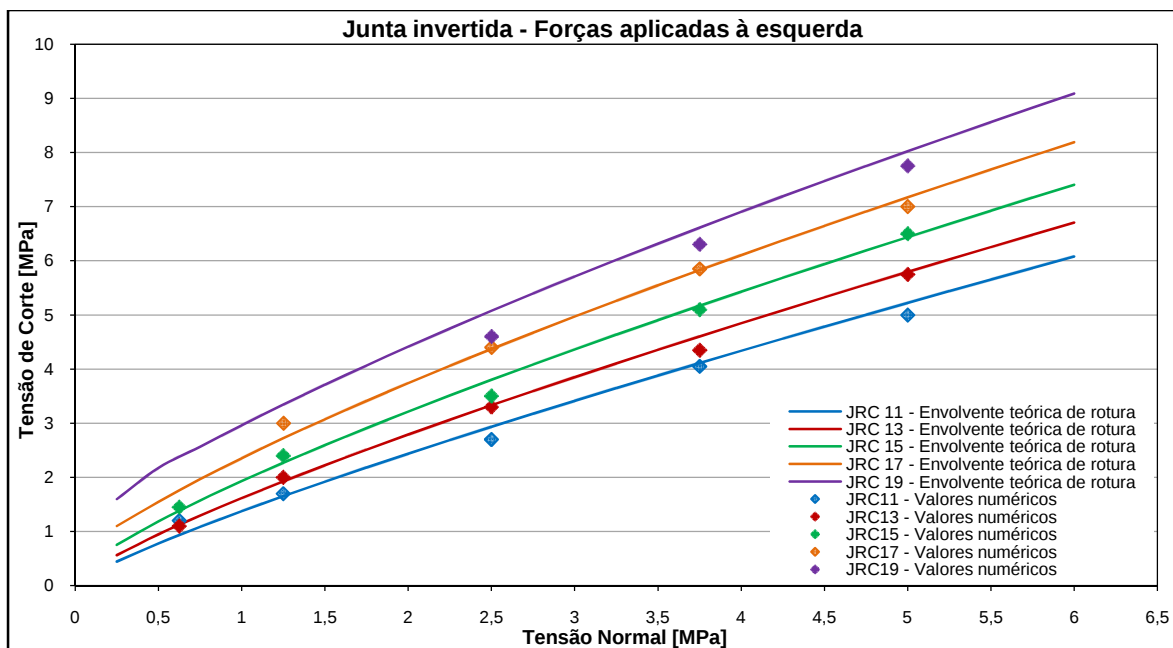


Figura 6.33 – Envolventes teóricas de rotura para todos os JRC's considerados juntamente com os pontos de rotura determinados numericamente [Junta invertida – forças de corte aplicadas do lado esquerdo].

6.2.5. COMPARAÇÃO ENTRE OS DIVERSOS CASOS ESTUDADOS

Após a análise individual de cada um dos casos estudados, decidiu-se fazer uma comparação, em função da tensão normal instalada na superfície da junta, entre os valores obtidos para cada um dos JRC's considerados.

Determinaram-se as médias dos valores obtidos e compararam-se com os respectivos valores de rotura teóricos.

Como resumos dos resultados obtidos, apresentam-se desde a Tabela 6.8 até à Tabela 6.12 os resultados obtidos para os diferentes valores de coeficientes de rugosidade considerados.

Tabela 6.8 – Comparação entre tensões de rotura para JRC 11.

JRC 11							
σ_n [MPa]	τ [MPa]					Média dos valores	Teóricos
	Lado de aplicação das forças						
	Direito	Esquerdo	Direito	Esquerdo			
	Junta normal		Junta invertida				
0,625	0,95	1,05	0,95	1,2	1,04	0,93	
1,25	1,7	1,50	2,2	1,7	1,78	1,65	
2,50	3,0	3,10	2,9	2,7	2,93	2,93	
3,75	4,2	4,20	4,2	4,05	4,16	4,11	
5	5,0	5,25	4,75	5,0	5,0	5,22	

Tabela 6.9 – Comparação entre tensões de rotura para JRC 13.

JRC 13							
σ_n [MPa]	τ [MPa]					Média dos valores	Teóricos
	Lado de aplicação das forças						
	Direito	Esquerdo	Direito	Esquerdo			
	Junta normal		Junta invertida				
0,625	1,1	1,05	1,15	1,2	1,13	1,12	
1,25	2,0	2,2	2,0	2,1	2,08	1,93	
2,50	3,3	3,2	3,1	2,8	3,1	3,33	
3,75	4,35	4,5	4,35	4,35	4,39	4,60	
5	5,75	5,25	5,5	5,5	5,5	5,79	

Tabela 6.10 – Comparação entre tensões de rotura para JRC 15.

JRC 15						
σ_n [MPa]	τ [MPa]				Média dos valores	Teóricos
	Lado de aplicação das forças					
	Direito	Esquerdo	Direito	Esquerdo		
	Junta normal		Junta invertida			
0,625	1,15	1,4	1,4	1,45	1,35	1,38
1,25	2,40	2,3	2,1	2,4	2,3	2,27
2,50	3,60	3,5	3,8	3,5	3,6	3,80
3,75	5,2	4,65	4,65	5,1	4,9	5,17
5	6,25	6,0	5,5	6,5	6,06	6,44

Tabela 6.11 – Comparação entre tensões de rotura para JRC 17.

JRC 17						
σ_n [MPa]	τ [MPa]				Média dos valores	Teóricos
	Lado de aplicação das forças					
	Direito	Esquerdo	Direito	Esquerdo		
	Junta normal		Junta invertida			
0,625	-	-	-	-	-	-
1,25	-	2,8	2,7	3,0	2,13	2,72
2,50	4,5	4,2	4,1	4,4	4,30	4,37
3,75	5,7	5,85	5,25	5,85	5,66	5,83
5	7,25	7,25	6,75	7,0	7,06	7,17

Tabela 6.12 – Comparação entre tensões de rotura para JRC 19.

JRC 19						
σ_n [MPa]	τ [MPa]				Média dos valores	Teóricos
	Lado de aplicação das forças					
	Direito	Esquerdo	Direito	Esquerdo		
	Junta normal		Junta invertida			
0,625	-	-	-	-	-	-
1,25	-	-	-	-	-	-
2,50	5,0	5,2	5,1	4,6	4,98	5,08
3,75	6,45	6,3	6,3	6,3	6,34	6,61
5	7,75	8,0	7,75	7,75	7,81	8,02

A análise das tabelas anteriores permite concluir que, dentre cada uma das situações analisadas, a média dos seus quatro valores de rotura por corte determinados pelas simulações numéricas, apresenta maioritariamente um valor inferior ao da tensão de rotura teórica. As exceções acontecem para as tensões normais mais baixas, mais concretamente para 0,625 e 1,25 MPa.

Na Figura 6.34 apresentam-se as respectivas médias calculadas, bem como as envolventes de rotura teórica.

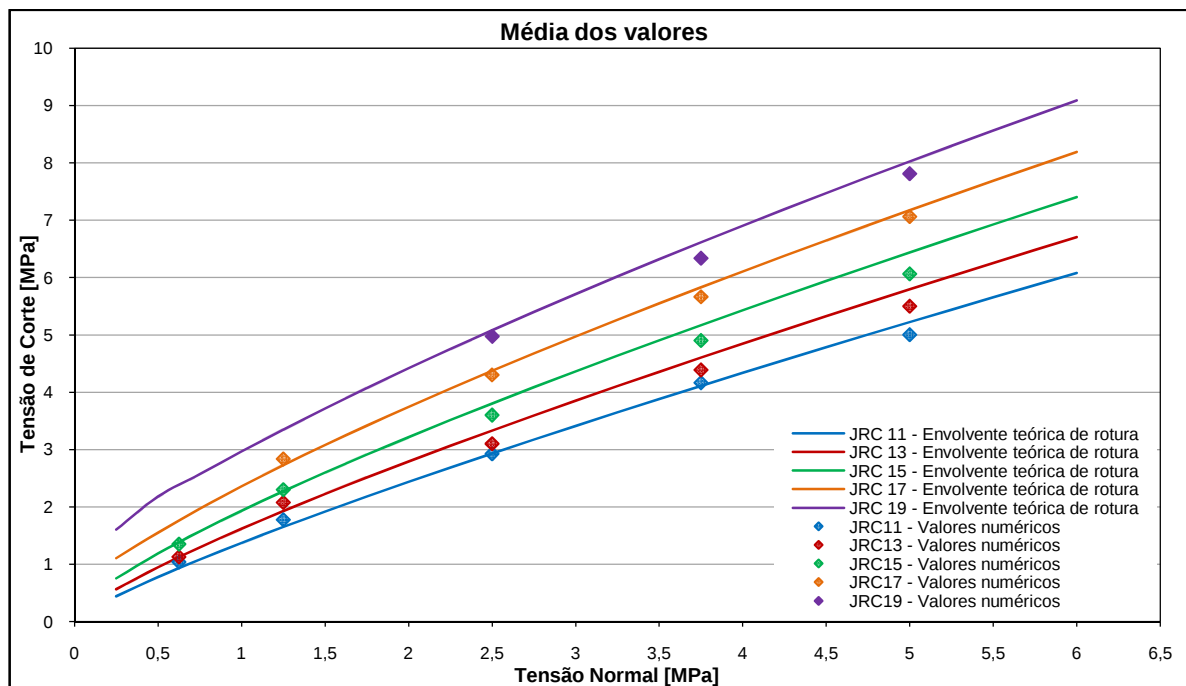


Figura 6.34 – Envolventes teóricas de rotura para todos os JRC's considerados juntamente com os pontos de rotura determinados numericamente [Junta normal – forças de corte aplicadas do lado direito].

A comparação entre os quatro casos estudados permite verificar que os resultados obtidos para os casos da junta normal com as forças de corte aplicadas do lado direito e da junta invertida com as forças do lado esquerdo são semelhantes. Analogamente, também se vislumbra a semelhança entre os outros dois casos.

Para uma melhor representação das envolventes de rotura definidas pelas resistências ao corte obtidas numericamente, desenharam-se rectas de regressão que se adequassem aos valores obtidos. Assim, obtiveram-se as envolventes de rotura esquematizadas na Figura 6.35. Observa-se que com o aumento das tensões normais na superfície da junta as envolventes de rotura sofrem um ligeiro abaixamento relativamente às envolventes definidas pelo critério de Barton.

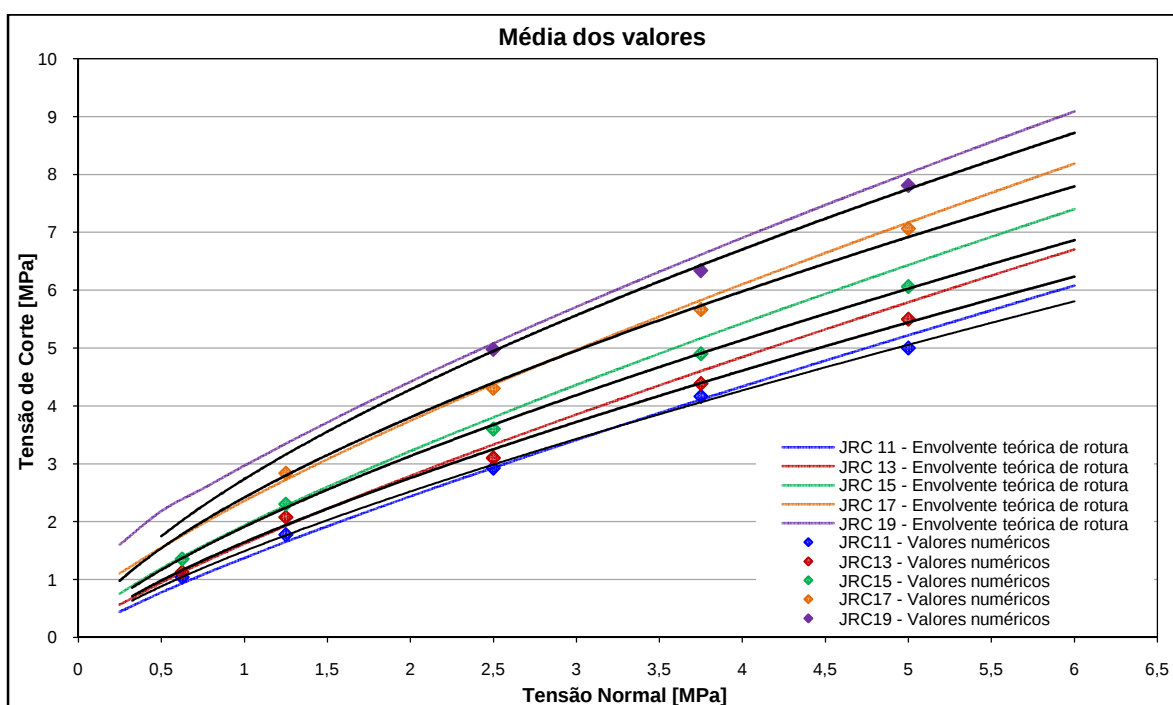


Figura 6.35 – Envolventes de rotura numérica.

Em jeito de conclusão, e tendo como base as médias dos valores determinados numericamente para os quatro casos considerados, comprova-se que a aproximação entre os resultados das simulações numéricas dos ensaios de corte e deslizamento de juntas rochosas e os respectivos valores teóricos é bastante aceitável.

7

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

7.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao longo deste trabalho estudou-se a viabilidade do recurso à simulação numérica de ensaios de corte e deslizamento para a caracterização do comportamento mecânico das superfícies de descontinuidades em maciços rochosos.

Actualmente, e apesar de um elevado número de publicações existentes sobre o comportamento mecânico de descontinuidades, existem ainda muitos aspectos pouco esclarecidos ou que suscitam polémica. A influência de vários factores como, a natureza da rocha, o grau de alteração e rugosidade das superfícies de contacto, a natureza e características de eventuais preenchimentos, a amplitude e geometria das asperezas, o contacto entre bordos das paredes das descontinuidades, a intensidade e distribuição das tensões normais e tangenciais aplicadas assim como a direcção, sentido e amplitude das forças aplicadas, contribuem para a complexidade do seu comportamento mecânico.

Usou-se na simulação numérica dos ensaios de corte e deslizamento o Método dos Elementos Finitos, utilizando o programa Phase2, desenvolvido pela Rocscience. O programa permitiu fazer uma simulação faseada dos ensaios de corte e deslizamento através da definição de vários estágios (“stages”) de carregamento. O sistema de forças usados na simulação numérica assemelha-se ao utilizado nos ensaios *in situ*, em que se dá uma certa inclinação às forças de corte de modo a evitar a rotação dos blocos da amostra, e deste modo permitir uma uniformização das tensões na superfície da junta.

Simularam-se ensaios em modelos com juntas de diferentes rugosidades e submetidas a tensões normais distintas.

Na definição do modelo a simular usaram-se os perfis tipo propostos por Barton *et al.* para a definição geométrica da superfície das juntas. Foram considerados cinco perfis diferentes caracterizados pelos maiores intervalos de coeficientes de rugosidade (JRC). As características, tanto do material rochoso como da superfície da junta, foram definidas de acordo com os parâmetros obtidos na bibliografia.

De acordo com o que foi definido para as características resistentes da amostra, o comportamento mecânico das juntas rochosas ficou caracterizado por várias fases que incluem a mobilização da rigidez ao corte inicial, a mobilização do atrito ao deslizamento que começa no momento em que as duas superfícies começam a deslizar uma em relação à outra, a diminuição da rigidez ao corte e consequente aumento dos incrementos de deslocamentos tangenciais, e finalmente, a resistência máxima ao corte que a superfície da junta suporta. Um estudo mais aprofundado na matéria, poderia ainda levar ao estudo da fase correspondente à resistência residual da junta, em que essa resistência depende dos parâmetros de resistência residual da rocha adjacente às paredes da descontinuidade.

Para a avaliação das máximas resistências ao corte numéricas foram analisados, além dos deslocamentos tangenciais ocorridos na amostra durante o decorrer da simulação do ensaio, o desenvolvimento de plastificação dos elementos das paredes da rocha contíguos à superfície da junta.

Com este estudo numérico realça-se o papel da rugosidade na resistência ao corte e deslizamento das juntas rochosas, e pôde verificar-se a influência da tensão normal na resistência ao corte e deslizamento. Saliente-se também que para tensões normais elevadas a resistência ao deslizamento é determinada pela resistência do material da parede, perdendo, de certa forma, importância a parcela associada à rugosidade.

A caracterização mecânica das superfícies de descontinuidades é geralmente efectuada recorrendo-se a equipamentos para ensaios laboratoriais ou *in situ*, contudo os seus resultados continuam a ser susceptíveis de algumas reservas, associadas à incerteza que rege o comportamento mecânico das juntas rochosas. A simulação numérica de ensaios de corte e deslizamento em juntas rochosas pode tornar-se uma ferramenta bastante útil na previsão do seu comportamento mecânico, podendo ser utilizada no acompanhamento e suporte dos ensaios de corte e deslizamento.

Concluindo, os resultados apresentados neste estudo podem-se considerar satisfatórios, mas no entanto devem ser considerados como preliminares e inserem-se numa linha de pesquisa com o intuito de contribuir para a clarificação do comportamento mecânico das juntas rochosas.

7.2. SUGESTÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

A realização deste trabalho possibilitou uma melhor compreensão do comportamento mecânico de superfícies rochosas. Contudo também permitiu apontar algumas limitações ainda existentes na avaliação da resistência ao corte e deslizamento de descontinuidades.

Sugerem-se estudos mais aprofundados em algumas questões relacionadas com os parâmetros de resistência a considerar. Note-se que futuras considerações de parâmetros de degradação da resistência e rigidez da rocha nas simulações numéricas deste tipo de ensaios, permitirá uma melhor aproximação do comportamento mecânico real das juntas rochosas permitindo a simulação da sua resistência residual ao corte.

Outro aspecto que pode tornar-se útil na avaliação da resistência ao corte das juntas rochosas, quer da resistência de pico como residual, é a consideração de parâmetros característicos da dilatância.

Sugere-se também a realização de novas simulações com um modelo numérico ligeiramente diferente, nomeadamente, a inclusão de um sistema de elevada rigidez a envolver a amostra e um sistema de forças actuantes idêntico aos ensaios de laboratório em que a força de corte é aplicada horizontalmente. Assim, os resultados obtidos poderão ser directamente comparados com resultados laboratoriais.

BIBLIOGRAFIA

- Azevedo, I., Marques, E. (2002). *Introdução à Mecânica das Rochas*. Universidade Federal de Viçosa, Viçosa.
- Bandis, S. C., Lumsden, A. C., Barton, N. (1983). Fundamentals of rock joint deformation. *Int. Journal of Rock Mechanics. Min. Sci.*, vol. 20, nº6.
- Barton, N., Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics*, vol. 10, nº 1.
- Bell, F. (1993). *Engineering Geology*. Blackwell Scientific Publications, Oxford.
- Bernardo, T. (2008). *Projecto Geotécnico das Obras da Caverna da Central do Reforço de Potência de Picote*. Relatório de Projecto submetido para satisfação parcial do grau de Mestre em Engenharia Civil – Especialização, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Costa, P. (2005). *Escavações escoradas em solos argilosos moles. Análise do comportamento considerando os efeitos da consolidação*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Cunha, A., Muralha, J. (1990). *Acerca do Comportamento Mecânico das Superfícies de Descontinuidade dos Maciços Rochosos*. Geotecnia nº 58 – Novembro, Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia.
- Cunha, A. (1992). *Efeito de Escala na Determinação de Características Mecânicas de Fracturas e Maciços Rochosos e Fracturados*. Geotecnia nº 65 – Julho, Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia.
- Fortunato, E. (1994). *Escavações escoradas em maciços argilosos moles*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Gama, C., Manuel, S., Pereira, H. (2002). *Método Expedito para Determinação das Características de Corte de Rochas e de Deslizamento de Diaclases*. 8º Congresso Nacional de Geotecnia, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- Gomes, M. (1995). *A amostragem dos maciços rochosos e a determinação do efeito de escala*. 5º Congresso Nacional de Geotecnia, Reitoria da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Gomes, M. (1999). *O significado prático dos ensaios de deslizamento de descontinuidades em maciços rochosos*. Geotecnia nº 87 – Novembro, Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia.
- Gomes, M. (2000). *Reflexões para um Modelo Alternativo de Resistência das Descontinuidades em Maciços Rochosos*. 7º Congresso Nacional de Geotecnia, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Goodman, R. (1989). *Introduction to Rock Mechanics – Second Edition*. University of California at Berkeley.
- Graça, J. (1989). *Efeito de Escala na Deformabilidade e Resistência dos Maciços Rochosos*. Geotecnia nº 55 – Março, Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia.
- Guerreiro, H. (2000). *Exploração Subterrânea de Mármore – Aspectos Geotécnicos*. Dissertação para Obtenção do Grau de Mestre em Georrecursos – Área de Geotecnia. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.

- Hoek, E., Carranza-Torres, C., Corkum, B. (2002). *The Hoek-Brown Failure Criterion – 2002 Edition*. 5th North American Rock Mechanics Symposium and 17th Tunneling Association of Canada Conference, Canadá.
- Huallanca, R. (2004). *Mecanismos de Ruptura em Taludes Altos de Mineração a Céu Aberto*. Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos para obtenção do Título de Mestre em Geotecnia. São Paulo.
- ISRM (1974). *Suggested Methods for Determining Shear Strength*. Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests. International Society for Rock Mechanics.
- ISRM (1977). *Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses*. Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests. International Society for Rock Mechanics.
- ISRM (1985). *Suggested Method for Determining Point Load Strength*. Commission on Testing Methods, International Society for Rock Mechanics.
- ISRM (1993). *A Suggested Improvement to the Schmidt Rebound Hardness – Technical Note*. Suggested Method with Particular Reference to Rock Machineability, International Society for Rock Mechanics.
- Jaeger, C. (1979). *Rock mechanics and engineering – Second Edition*. Cambridge University Press, Cambridge.
- Johnson, R., DeGraff, J. (1988). *Principles of Engineering Geology*. John Wiley & Sons, New York.
- Leite, E. (2004). *Estudo do Comportamento Geomecânico do Pilar Superior da Mina Ipueira V (Ferbasa Mineração – Andorinha, BA)*. Mestrado em Engenharia Mineral. Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto.
- Lopes, M. (2006). *Comportamento Geotécnico e Mecanismos de Ruptura em Rochas Brandas Mina Córrego do Sítio*. Dissertação de Pós – Graduação em Engenharia Mineral, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.
- Menezes, A., Varela, F. (2006). *Túnel Rodoviário Caniço-Camacha*. Projecto em Geotecnia, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Menezes, J. (2006). *Um protótipo para ensaios de corte e deslizamento de juntas*. 10º Congresso Nacional de Geotecnia, Campus de Campolide da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- Miranda, T., Correia, A., Sousa, L. (2006). *Determinação de Parâmetros Geomecânicos em Formações Rochosas e Maciços Heterogêneos*. Nº 25 – Janeiro. Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho, Guimarães.
- Muralha, J. (1995). *Comportamento Mecânico de Descontinuidades sob Tensão Normal*. 5º Congresso Nacional de Geotecnia, Reitoria da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Neyra, A. (2006). *Caracterização das Estruturas Geológicas e Estimativa da Resistência ao Cisalhamento das Descontinuidades na Mineração de Cobre de Tintaya, Perú*. Dissertação de Mestrado em Geologia, Universidade de Brasília – Instituto de Geociências, Brasília.
- Pereira, J. (1991). *Comportamento Mecânico de Descontinuidades Planas Preenchidas*. 4º Congresso Nacional de Geotecnia, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- Pereira, J. (1996). *O Comportamento Mecânico de Descontinuidades Dentadas e não Preenchidas*. 6º Congresso Nacional de Geotecnia, Instituto Superior Técnico, Lisboa.

- Priest, S. (1993). *Discontinuity Analysis for Rock Engineering*. Chapman & Hall, London.
- Ramírez, J. (2006). Mecanismos de Ruptura Bloco – Flexural em Maciços Rochosos: Caso do Talude Norte da Mina de Tintaya (Perú). Dissertação de Mestrado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- Rocha, M. (1971). *Mecânica das Rochas*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- Silva, R. (2008). *Contribuição para a caracterização experimental do comportamento cíclico de juntas de alvenaria de pedra e sua aplicação ao estudo da resposta estrutural de construções tradicionais*. Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Sjöberg, J. (1997). *Estimating Rock Mass Strength Using the Hoek-Brown Failure Criterion and Rock Mass Classification*. Luleå University of Technology, Department of Civil and Mining Engineering, Division of Rock Mechanics, Luleå.
- Stagg, K., Zienkiewicz, O. (1970). *Mecánica de Rocas en la Ingeniería Práctica*. Blume, Madrid.
- Vallejo, L., Ferrer, M., Ortuño, L., Oteo, C. (2004). *Ingeniería Geológica*. Pearson Prentice Hall, Madrid.
- http://www.rocscience.com/downloads/phase2/webhelp/tutorials/Phase2_Tutorials.htm, Outubro, 2008.
- <http://www.rocscience.com/downloads/rocddata/webhelp/rocddata.htm>, Outubro, 2008.
- http://www.rocscience.com/hoek/pdf/3_Rock_mass_classification.pdf, Novembro, 2008.
- http://www.rocscience.com/hoek/pdf/4_Shear_strength_of_discontinuities.pdf, Novembro, 2008.
- http://www.rocscience.com/hoek/pdf/11_Rock_mass_properties.pdf, Novembro, 2008.
- Apontamentos de Geologia de Engenharia, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2007.

ANEXOS

