Campus de São Carlos

**ENSAIOS BIAXIAIS EM MODELOS DE MACIÇOS COM
FRATURAMENTO NÃO-PERSISTENTE**

AUTOR: CIBELE CLAUVER AGUIAR

ORIENTADOR: PROF. DR. TARCÍSIO BARRETO CELESTINO

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

**ESCOLA DE ENGENHARIA
DE SÃO CARLOS**

TO 156198

Ensaio Biaxiais em Modelos de Maciços com Fraturamento Não-Persistente

CIBELE CLÁUVER DE AGUIAR

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia
de São Carlos, da Universidade de São Paulo,
como parte dos requisitos para obtenção do Título
de Mestre em Engenharia Civil: área Geotecnia.

ORIENTADOR: Prof. Dr. Tarcísio Barreto Celestino

São Carlos

1998

Class.	TESE
Cutt.	0146
Tombo	T0156198

st 0979212

**Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca - EESC-USP**

A282e Aguiar, Cibeles Cláuver de
Ensaio biaxial em modelos de maciços com
fraturamento não-persistente / Cibeles Cláuver de
Aguiar. -- São Carlos, 1998.

Dissertação (Mestrado) -- Escola de Engenharia
de São Carlos-Universidade de São Paulo, 1998.
Área: Geotecnia.
Orientador: Prof. Dr. Tarcísio Barreto
Celestino.

1. Persistência. 2. Ponte-rochosa.
3. Descontinuidade. I. Título.

Á Deus, minha filha Maria e meu esposo Nilton.
Minha mãe querida, mais que educar me
ensinou a amar, saudades eternas.

AGRADECIMENTOS

Ao professor Tarcísio Barreto Celestino pela orientação.

Ao professor Antônio Aírton Bortolucci pelo auxílio na pesquisa, às secretárias Maristela A. Z. Batissaco e Célia Regina Ventura pela dedicação, ao desenhista Antônio Claret Carriel pelas fotos scannerizadas, ao engenheiro Herivelto Moreira dos Santos pelos socorros ao computador.

Aos técnicos Antônio Garcia pela constante disposição e muita ajuda, Benedito Osvaldo de Souza pelos ensaios de compressão simples e outras coisas nem tão simples.

Ao professor Toshiaki Takeya, do Departamento de Estruturas, pela montagem e o apoio nos ensaios biaxiais.

Ao colega e engenheiro Paulo Gustavo Cavalcanti Lins pelo incentivo e apoio.

A todos os professores, funcionários e alunos pesquisadores do Departamento de Geotecnia.

Aos amigos Paulo Eduardo, Flávia Conceição e Solange Aparecida pela acolhida e amizade.

Aos meus padrinhos Paulo César Domingues e Solange Pereira dos Santos pelo carinho e amizade incondicional.

À minha família: minha mãe D. Maria Ângela, meu pai Sr. Cláuver, meu irmão Júnior e minha irmã Marília, pelo amor, o incentivo, a paciência e os esforços para que eu chegasse até aqui.

Ao meu esposo pelo apoio e a minha filha pela inspiração. A ambos por entender minha ausência nos momentos que foram dedicados ao trabalho.

SUMÁRIO

<u>LISTA DE FIGURAS</u>	<u>i</u>
<u>LISTA DE TABELAS</u>	<u>iv</u>
<u>RESUMO</u>	<u>v</u>
<u>INTRODUÇÃO</u>	<u>1</u>
<u>DESCONTINUIDADES</u>	<u>2</u>
<u>PROPRIEDADES DAS DESCONTINUIDADES</u>	<u>3</u>
<u>CAPÍTULO 1 - INVESTIGAÇÕES ANTERIORES</u>	<u>7</u>
<u>1. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE MACIÇOS ROCHOSOS</u>	
<u>FRATURADOS</u>	<u>8</u>
1.1 ESTUDO DAS JUNTAS	8
1.1.1 CRITÉRIO BILINEAR DE PATTON	10
1.1.2 CRITÉRIOS NÃO-LINEARES	12
1.2 ESTUDO DOS MACIÇOS ROCHOSOS	25
<u>CAPÍTULO 2 - ENSAIOS LABORATORIAIS</u>	
<u>41</u>	
<u>2.1. INTRODUÇÃO</u>	<u>41</u>

2.2. MODELO FÍSICO ADOTADO	41
2.2.1 EQUIPAMENTO DE MOLDAGEM DAS AMOSTRAS	42
2.2.2 PREPARAÇÃO DA AMOSTRA	45
2.2.2.1 MATERIAL	45
2.2.2.1.1 Argamassa	46
2.2.2.1.2 Juntas	46
2.2.2.2 MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA	48
2.2.2.3 RETIFICAÇÃO DAS FACES DAS AMOSTRAS	50
2.3. ENSAIOS REALIZADOS	51
2.3.1 CARACTERIZAÇÃO DA ARGAMASSA	51
2.3.2 CARACTERIZAÇÃO DA JUNTA	52
2.3.3 ENSAIOS BIAXIAIS	52
2.3.3.1 PECULIARIDADES DO PROJETO	53
2.3.3.1.1 Arranjo de Carregamento	54
2.3.3.2 INSTRUMENTAÇÃO E REGISTRO	55
2.3.3.3 EXECUÇÃO DO ENSAIO	56
CAPÍTULO 3 - RESULTADOS E ANÁLISES	58
3.1. INTRODUÇÃO	58
3.2. ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES	58
3.3. ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO	60

3.4. ENSAIOS BIAXIAIS	60
3.4.1 MODOS DE RUPTURA	62
3.4.1.1 STEPPING	62
3.4.1.2 MULTI-STEPPING	64
3.4.1.3 AO LONGO DA JUNTA	67
3.4.1.4 COMBINADA	70
3.4.2 INFLUÊNCIA DOS ATRIBUTOS NOS VALORES DE RESISTÊNCIA	72
3.4.2.1 ORIENTAÇÃO	72
3.4.2.2 ESPAÇAMENTO	74
3.4.2.3 PERSISTÊNCIA	77
CAPITULO 4 - CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	80
4.1. PROJETO E EXECUÇÃO	80
4.2. MODOS DE RUPTURA	82
4.3. INFLUÊNCIA DOS ATRIBUTOS	83
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	86
APÊNDICE I	91
APÊNDICE II	105

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Bloco diagrama ilustrando Persistência	4
Figura 2 - Bloco diagrama ilustrando rugosidade	4
Figura 3 - Abertura de juntas	5
Figura 4 - Preenchimento de descontinuidades	5
Figura 1.1 - Modelo Idealizado por Newland e Allely (1957)	8
Figura 1.2 - Envoltória Bilinear de Patton (1966)	11
Figura 1.3 - Irregularidade e Forças Atuantes	17
Figura 1.4 - Tensões no Interior de Uma Rugosidade e a Envoltória de Resistência do Material Intacto	18
Figura 1.5 - Blocos Ensaaiados por Lajtai (1969)	20
Figura 1.6 - Estado de Tensões em Uma Ponte Rochosa	21
Figura 1.7 - Descrição Esquemática da Teoria de Lajtai	24
Figura 1.8 - Variações Estudadas por Muller e Pacher (1965)	26
Figura 1.9 - Concentração de Tensões Segundo Ashby e Verral (1977)	27
Figura 1.10 - Arranjo de Fraturas	28
Figura 1.11 - Caixa de Cisalhamento	29
Figura 1.12 - Resistência de Sistemas de Juntas Negativos e Positivos	31
Figura 1.13 - Talude Rochoso Com Um Plano de Ruptura Definido por Juntas Pré-existent	34
Figura 1.14 - Parâmetros Estudados por Muhammad (1992)	35
Figura 2.1 - Detalhe da Fixação das Cantoneiras	43
Figura 2.2 - Chapa de Aço Com Fissuras Pré-estabelecidas	44
Figura 2.3 - Caixa de Moldagem	44
Figura 2.4 - Colocação das Chapas de Aço	45
Figura 2.5 - Fixação das Lâminas de Filme de Poliéster	47

Figura 2.6 - Amostra Sem Retificação	50
Figura 2.7 - Retificação da Amostra	51
Figura 2.8 - Variação da Tensão Confinante	53
Figura 2.9 - Projeto do Equipamento de Carregamento	55
Figura 2.10 - Detalhe da Amostra Carregada e do Arranjo de Carregamento	56
Figura 2.11 - Vista Parcial da Montagem do Ensaio Biaxial	57
Figura 3.1 - Envoltória de Resistência da Descontinuidade	60
Figura 3.2 - Perfil do Modo de Ruptura Stepping	62
Figura 3.3 - Ruptura Stepping	63
Figura 3.4 - Esquema do Modo de Ruptura Stepping	63
Figura 3.5 - Ruptura Stepping com $L_j/d=1$ em Juntas Orientadas de 60°	64
Figura 3.6 - Ruptura Multi-Stepping	65
Figura 3.7 - Esquema do Modo de Ruptura Multi-Stepping	65
Figura 3.8 - Ruptura Multi-Stepping com $L_j/d=2$ em Juntas Orientadas de 60°	66
Figura 3.9 - Ruptura Multi-Stepping com $L_j/d=2$ em Juntas Orientadas de 45°	67
Figura 3.10 - Ruptura ao Longo da Junta	68
Figura 3.11 - Esquema do Modo de Ruptura ao Longo da Junta	68
Figura 3.12 - Ruptura ao Longo da Junta. $K=0,588$ e $K=0,74$	69
Figura 3.13 - Ruptura Combinada	70
Figura 3.14 - Esquema do Modo de Ruptura Combinado	70
Figura 3.15 - Modo de Ruptura Combinada	71
Figura 3.16 - Orientação. $d=5,0$ cm e $K=0,588$	73
Figura 3.17 - Orientação. $d=5,0$ cm e $K=0,74$	74
Figura 3.18 - Espaçamento $d = 2,5$ cm	75
Figura 3.19 - Espaçamento $d = 5,0$ cm	76
Figura 3.20a - Persistência $K = 0,588$	78
Figura 3.20b - Persistência $K = 0,74$	79
Curva Tensão x Deslocamento P01	92

Curva Tensão x Deslocamento P01a	93
Curva Tensão x Deslocamento P02	94
Curva Tensão x Deslocamento P03	95
Curva Tensão x Deslocamento P04	96
Curva Tensão x Deslocamento P05	97
Curva Tensão x Deslocamento P06	98
Curva Tensão x Deslocamento P07	99
Curva Tensão x Deslocamento P07a	100
Curva Tensão x Deslocamento P08	101
Curva Tensão x Deslocamento P09	102
Curva Tensão x Deslocamento P10	103
Curva Tensão x Deslocamento P10a	104
Influência da Orientação. $d = 5,0$ cm e $K = 0,588$	106
Influência da Orientação. $d = 5,0$ cm e $K = 0,74$	107
Influência da Orientação. $d = 2,5$ cm, $K = 0,588$ e $K = 0,74$	108
Influência do Espaçamento. $\theta=45^\circ$ e $K = 0,588$	109
Influência do Espaçamento. $\theta=45^\circ$ e $K = 0,74$	110
Influência do Espaçamento. $\theta=60^\circ$ e $K = 0,588$	111
Influência do Espaçamento. $\theta=60^\circ$ e $K = 0,74$	112
Influência da Persistência. $\theta=30^\circ$ e $d = 5,0$ cm	113
Influência da Persistência. $\theta=45^\circ$ e $d = 2,5$ cm	114
Influência da Persistência. $\theta=45^\circ$ e $d = 5,0$ cm	115
Influência da Persistência. $\theta=60^\circ$ e $d = 2,5$ cm	116
Influência da Persistência. $\theta=60^\circ$ e $d = 5,0$ cm	117

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Características das Amostras	48
Tabela 3.1 - Caracterização da Argamassa	58
Tabela 3.2 - Monitoramento da Argamassa	59
Tabela 3.3 - Resultado dos Ensaios Biaxiais	61

RESUMO

Cláuver Aguiar, C. *Ensaaios Biaxiais em Modelos de Maciços com Fraturamento Não-Persistente*. São Carlos, 1998. 120p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Essa pesquisa trata fundamentalmente da interação mecânica entre descontinuidade e a ponte rochosa presentes em um maciço modelado. O fraturamento estudado é não-persistente e as juntas apresentam variação em seus atributos como orientação, espaçamento e grau de persistência. Foram realizados ensaios biaxiais sob tensão de confinamento constante. Para execução desses ensaios desenvolveu-se uma rotina de preparação desde a moldagem dos corpos de prova até sua ruptura. Foram observados quatro modos de ruptura: stepping, multi-stepping, ao longo da junta e combinada, onde faz-se a associação entre sua ocorrência e a configuração dos atributos na amostra. O parâmetro de persistência condiciona a resistência de modo mais expressivo que os demais atributos.

Palavras-chave: Descontinuidades; Juntas; Ponte-rochosa; Persistência

INTRODUÇÃO

O comportamento mecânico de maciços rochosos tem sido alvo de uma série de pesquisas, visto que seu melhor entendimento é, antes de tudo, de fundamental importância na implantação de obras civis e mineiras, por influenciar diretamente em questões de segurança e economia nos projetos, execução e exploração de tais obras.

As rochas formadoras da crosta terrestre e consequentemente componentes do meio físico, apresentam-se na natureza em diversas composições e sob condições variadas.

Muito já foi questionado quanto às características dos maciços. Aspectos intrínsecos como gênese, litologia, petrografia, mineralogia, e textura, entre outros, são levantados para a melhor classificação da rocha. Sabe-se, porém, que fatores extrínsecos como grau de alteração e desenvolvimento de descontinuidades constituem um campo de elevada importância no estudo de maciços rochosos. Conscientes de que a descrição geológica tradicional é necessária, mas não suficiente, para o projeto de obras civis, os estudiosos passaram então a visualizar a importância da presença das descontinuidades em um maciço rochoso.

No estudo das descontinuidades vários foram os trabalhos cujas contribuições somaram-se ao objetivo de esclarecer e, algumas vezes, quantificar a importância de tais estruturas. Feições como rugosidade, preenchimento, abertura, persistência e espaçamento foram enfocadas nas pesquisas sobre descontinuidades. O avanço no conhecimento foi verificado principalmente nas últimas três décadas, fundamentado em trabalhos como os de Newland e Allely (1957), Patton (1966), Ladanyi e Archambault (1969), Barton (1971) e outros. Tem-se nos dias atuais a certeza do domínio das descontinuidades no comportamento mecânico dos maciços rochosos.

Mas ao enfocar-se o aspecto descontinuidades e, ainda mais, o item persistência, é possível notar um campo aberto no conhecimento relacionado à questão da existência de **pontes rochosas**. Alguns trabalhos mencionam sua ocorrência, sem contudo detalhar a interação mecânica descontinuidade-ponte rochosa. Cella *et al.* (1990) citam que "a ocorrência de descontinuidades não-persistentes que condicionam o comportamento de taludes rochosos elevados é fato bastante reconhecido em obras mineiras e civis".

Franklin & Dusseault (1989) declaram que nos cálculos de estabilidade, pequenas pontes rochosas intactas têm uma grande participação na resistência ao cisalhamento total, e os projetistas precisam saber qual a porcentagem de pontes presentes na possível superfície de ruptura, bem como sua real contribuição para a resistência desta superfície.

O fato é que tem-se hoje a consciência de que a existência da ponte rochosa altera mecanicamente as características do maciço, como por exemplo sua resistência. Que tipo de alteração é esta? Quanto se altera? De que maneira isso ocorre? Essas e algumas outras questões são as que procurar-se-á discutir no trabalho que ora se apresenta, respondê-las ou mesmo direcionar as respostas é o objetivo a alcançar.

DESCONTINUIDADES

Anteriormente ao uso do termo junta, representando descontinuidades no maciço rochoso, faz-se necessária a explicação de tal denominação.

As descontinuidades de um maciço rochoso são, antes de especificadas, descritas apenas como **descontinuidades**, incluindo sob este termo juntas, planos de acamamento e de xistosidade mais fracos,

zonas de fraqueza e falhas. A característica fundamental de uma descontinuidade é apresentar baixa ou nenhuma resistência à tração. Para restringir este termo "genérico" a definições mais específicas é necessário um maior detalhamento da estrutura estudada. Para usar-se corretamente o termo junta faz-se necessária a restrição a "uma quebra de origem geológica na continuidade de um corpo de rocha da qual não houve nenhum deslocamento visível" (ISRM, 1978).

Sendo assim a citação correta para análises tectonicamente superficiais no estudo de maciços rochosos é o termo descontinuidade. Como ainda encontra-se na literatura da Mecânica das Rochas o uso do termo junta os comentários acima realizados são uma pequena contribuição para uma futura mudança no vocabulário técnico.

Propriedades das Descontinuidades

As descontinuidades podem ser classificadas segundo diferentes aspectos que descrevem e caracterizam propriedades como geometria, tamanho e continuidade, entre outros. Segundo a ISRM (op.cit.) sua descrição baseia-se fundamentalmente em dez parâmetros que tratam tanto das descontinuidades como dos maciços rochosos.

- Orientação: Atitude da descontinuidade no espaço. Descrita pela direção e mergulho da linha de maior inclinação sobre o plano da descontinuidade.
- Espaçamento: É a distância perpendicular entre descontinuidades adjacentes. Refere-se normalmente ao espaçamento médio ou modal de uma família de juntas.
- Persistência: É a extensão do traço de uma descontinuidade conforme observado em um afloramento (Figura 1). Pode ser uma

medida aproximada de sua extensão em área ou comprimento de penetração da descontinuidade. Como definido por Franklin & Dusseault (1989) em um plano idealizado contendo duas descontinuidades pode-se distinguir três componentes: o segmento de junta, sem coesão, a ponte rochosa que é o material intacto e o segmento alterado, pouco coeso. Persistência é a porcentagem de segmentos de junta da área total medida em um plano de uma descontinuidade. Uma persistência de 100% ($K=1$) significa que a junta é contínua em toda a extensão analisada. Este é um dos mais importantes atributos a ser pesquisado; muito pouco se sabe sobre a influência da ponte rochosa no comportamento mecânico do maciço rochoso.

FIGURA 1 - Bloco Diagrama Ilustrando Persistência

- Rugosidade: É a rugosidade da superfície e ondulação relativas ao plano médio de uma descontinuidade (Figura 2). A rugosidade e a ondulação contribuem para o aumento na resistência ao cisalhamento. Ondulações em grande escala podem modificar localmente o mergulho.

FIGURA 2 - Bloco Diagrama Ilustrando Rugosidade

- Resistência das Paredes: É a resistência à compressão das paredes adjacentes de uma descontinuidade. Pode ser menor que a da rocha intacta devido ao intemperismo ou alteração das paredes. Se as paredes estão em contato, têm-se uma importante componente da resistência ao cisalhamento.
- Abertura: É a distância perpendicular entre paredes adjacentes de uma descontinuidades (Figura 3), cujo espaço intermediário pode estar preenchido ou não.

FIGURA. 3- Abertura de Juntas

- Preenchimento: É o material que separa as paredes adjacentes de uma descontinuidade e que usualmente é mais fraco que a rocha que lhe deu origem (Figura 4). Também inclui descontinuidades seladas.

FIGURA. 4 - Preenchimento de Descontinuidades

- Percolação: fluxo de água e umidade livre, visíveis em descontinuidades individuais ou no maciço rochoso como um todo.

- Número de Famílias: É o número de famílias que compõem um sistema de juntas. O maciço rochoso pode conter também descontinuidades individuais.

- Tamanho de Blocos: É a dimensão dos blocos de rocha que resultam da orientação das famílias individuais. Descontinuidades individuais podem também influenciar o tamanho e a forma dos blocos.

CAPÍTULO I

INVESTIGAÇÕES ANTERIORES

O maciço rochoso visto como um conjunto de blocos de rocha intacta cortados por descontinuidades, é uma das complexidades da natureza, complexidade esta que requer tanto a compreensão do comportamento da rocha intacta quanto das descontinuidades. O comportamento da rocha intacta foi estudado sob diferentes condições desde o surgimento da mecânica das rochas como um campo de estudo separado. Nas últimas décadas realizaram-se esforços para avançar no estudo do comportamento de juntas que resultaram em uma compreensão melhor de vários parâmetros influenciando resistência, deformabilidade e modos de ruptura. Os maciços rochosos com juntas persistentes foram bastante pesquisados acarretando em um entendimento muito melhor de seu comportamento sob condições variadas. Estudos relativos a maciços rochosos apresentando juntas não-persistentes são poucos.

Nas pesquisas realizadas em maciços fraturados vários foram os estudos realizados em maciços modelados, podendo ser divididos em dois grandes grupos. O primeiro grupo consiste de estudos realizados sobre uma única junta em condições de cisalhamento direto, e o segundo grupo pertence aos estudos em maciços rochosos, realizados em diferentes condições.

1. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE MACIÇOS ROCHOSOS FRATURADOS

1.1 ESTUDO DAS JUNTAS

A pesquisa realizada por Newland e Allely (1957) pode ser considerada um marco no entendimento do comportamento de um maciço sob condições de cisalhamento. Realizando ensaios triaxiais em materiais granulares os autores mostraram que a resistência ao cisalhamento de uma massa granular não depende somente das propriedades relacionadas ao atrito das partículas, mas também do ângulo médio de desvio dos deslocamentos das partículas, a partir da direção da tensão de cisalhamento aplicada. O modelo idealizado pelos autores para facilidade dos cálculos e considerações, que se aplica bem a maciços fraturados, pode ser visto na Figura 1.1.

FIGURA 1.1. Modelo Idealizado por Newland e Allely (*apud* Newland e Allely, 1957)

De fato o trabalho de Newland & Allely equaciona a afirmação de Casagrande (*apud* Newland e Allely, 1957) que atribuiu à expansão volumétrica à necessidade das partículas "entrelaçadas" de deslizar umas sobre as outras para permitir que a deformação ocorra. Newland e Allely sugeriram a seguinte expressão:

$$S = N \operatorname{tg} (\Phi_{\mu} + i) \quad (1)$$

onde:

ϕ_{μ} é o ângulo de atrito devido à resistência ao deslizamento na superfície de contato interpartícula;

i é o desvio médio dos deslocamentos das partículas relativo à direção da tensão cisalhante. Sendo então o ângulo de inclinação dos "dentes" em relação a superfície de deslizamento.

S e **N** são as forças de cisalhamento e normal respectivamente

Por outro lado Rowe *et al* (1964) analisando resultados de ensaios de cisalhamento direto em areia, propuseram a decomposição da força de cisalhamento aplicada em três componentes:

$$S = S_1 + S_2 + S_3 \quad (2)$$

onde :

- **S₁** é a componente devido a parcela da tensão realizada para promover a dilatação em oposição à força normal aplicada **N**.

$$S_1 \delta x = N \delta y$$

ou

$$S_1 = N \frac{\delta y}{\delta x} = NV'$$

(3)

onde:

V' é a taxa de dilatação na ruptura, a qual é definida como a proporção entre os incrementos dos deslocamentos normal e cisalhante na ruptura.

- S_2 é a componente de S a parcela relativa a tensão adicional da força de atrito devido a dilatação

$$S_2 = S \times \text{Tg } i \times \text{Tg } \phi_\mu \quad (4)$$

- S_3 é a componente devida a tensão de atrito, se a amostra não variar seu volume no cisalhamento, dado por:

$$S_3 = N \text{ tg } \phi_\mu \quad (5)$$

1.1.1 Critério Bilinear de Patton

Patton (1966) realizou ensaios de cisalhamento em laboratório procurando obter um embasamento teórico para interpretação da resistência ao cisalhamento de rochas intactas, bem como daquelas contendo descontinuidades e apresentando uma superfície de ruptura irregular. Para obter os dados necessários foi usado o recurso de ensaiar corpos de prova moldados em gesso onde era possível diversificar variáveis como a carga normal aplicada, a inclinação, e o número e a resistência das irregularidades presentes.

Sobre o mecanismo de ruptura por cisalhamento em rocha Patton (op.cit.) concluiu que a mudança na inclinação da envoltória de ruptura (Figura 1.2) constitui uma indicação de mudança no modo de ruptura que está relacionada às propriedades físicas das irregularidades ao longo das superfícies de ruptura. Ele confirmou a aplicabilidade da equação de Newland e Allely (1957) para rochas fraturadas sob carregamentos normais baixos onde não ocorre praticamente nenhum cisalhamento das irregularidades. Já para carregamentos normais suficientemente altos Patton sugere que a resistência seja descrita por uma envoltória de resistência com um intercepto de coesão que é função da área das irregularidades de seus interceptos de coesão intactos, e propõe um critério de ruptura diferente que se equaciona da seguinte maneira:

$$\tau = S_0 + \sigma \operatorname{tg} \phi_0 \quad (6)$$

onde S_0 e ϕ_0 denotam os parâmetros de resistência de Coulomb relacionados à resistência da rocha.

FIGURA 1.2. Envoltória Bilinear de Patton (*apud* Patton, 1966)

A introdução de uma envoltória de ruptura bilinear por Patton (1966) redirecionou o entendimento do mecanismo de ruptura de juntas. Segundo o autor o aspecto mais importante no cisalhamento sobre descontinuidades não planares está no nível das baixas tensões onde qualquer deslocamento tangencial deve ser acompanhado por um deslocamento normal resultando em dilatação. Patton observou que dependendo das propriedades físicas das irregularidades e do nível de tensões, as irregularidades serão cavalgadas ou cisalhadas e a resistência abaixará para um valor residual. Os dois modos de ruptura, deslizamento e cisalhamento podem ser distinguidos pela inclinação da envoltória de ruptura bilinear de Patton. O autor demonstrou que a transição do modo de deslizamento para cisalhamento depende do nível de tensão normal e das irregularidades. Para "dentes" com inclinações íngremes a transição ocorre no nível de tensão mais baixo que aqueles tendo inclinações suaves.

A envoltória de ruptura bilinear de Patton é correta para irregularidades com geometria idênticas (Landanyi e Archambault, 1970). Contudo, para superfícies naturais de rocha, onde o perfil de rugosidade é bastante irregular "as envoltórias de ruptura não refletem uma mudança simples no modo de ruptura mas mudanças em intensidades diferentes de diferentes modos de ruptura ocorrendo simultaneamente" (Patton, 1966, p.513). Os resultados obtidos mostram-se simplificados, na verdade para superfícies rochosas dá-se uma superposição dos efeitos de cada variável analisada nas amostras de gesso moldadas por Patton.

1.1.2 Critérios Não-Lineares

"Quando o modelo bilinear descrito é analisado em maiores detalhes, nota-se que ele é estritamente válido para cisalhamento ao longo de uma superfície rochosa regularmente "denteada" em que, na ruptura, os dentes

têm a mesma geometria e o grau de imbricamento como no início do carregamento" (Ladanyi & Archambault, 1969, p.107).

A constatação de que as envoltórias de ruptura oriundas de ensaios em superfícies rochosas naturais desviam-se daquelas previstas pelo modelo bilinear, é explicada por Ladanyi e Archambault (op.cit.) questionando dois aspectos básicos. O primeiro relaciona-se ao deslocamento, mesmo que pequeno, necessário para mobilizar o atrito devido ao deslizamento ao longo da superfície de contato. Este deslocamento pode ser desprezível em ensaios realizados em grande escala, mas para escalas de laboratório ele representa uma perda sensível no entrosamento das irregularidades apresentado antes da ruptura. Já o segundo aspecto refere-se a distribuição não uniforme da tensão na superfície de contato dos dentes, que são rompidos parcialmente antes que a resistência máxima seja atingida. Em vista de tais aspectos, mesmo que a superfície original seja regularmente "denteada", no momento da ruptura sua regularidade geométrica pode estar parcial ou totalmente perdida.

Somando-se as observações acima referidas os autores citam que para superfícies rochosas irregulares, como planos naturais de fraturamento, as variáveis da equação (6), i , ângulo médio das superfícies de contato e, S_0 , intercepto de coesão, não são fáceis de quantificar. Por todas estas razões argumenta-se que a aplicação do modelo bilinear, para tais casos, pode ser bastante difícil.

Ladanyi e Archambault (op.cit.) desenvolveram um critério de resistência ao cisalhamento adotando uma linha de raciocínio semelhante àquela desenvolvida por Rowe *et al* (1964). A contribuição desses autores foi na verdade o acréscimo de uma quarta componente na equação proposta por Rowe *et al* (op. cit.).

A quarta componente ocorre como resultado do cisalhamento dos dentes e pode ser determinada admitindo que todos os dentes são cisalhados pela base, obtendo então:

$$S_4 = AS_0 + N \operatorname{tg} \phi_0 \quad (7)$$

onde A é a área total dos dentes projetada no plano de cisalhamento.

Segundo Ladanyi e Archambault (1969), para cisalhamento ao longo de uma superfície rochosa irregular, os dois modos de ruptura, deslizamento e cisalhamento, ocorrem simultaneamente, cada um cobrindo uma porção própria da área total A . Se os dentes forem cisalhados somente sobre a porção, A_s , da área total de cisalhamento projetada, A , e o deslizamento ao longo da superfície de contato prevalecer sobre a porção remanescente, $A - A_s$, então a força de cisalhamento total poderá ser expressa como:

$$S = (S_1 + S_2 + S_3)(1 - a_s) + (S_4)(a_s) \quad (8)$$

Onde $a_s = A_s/A$ é denominada razão da área cisalhada

Substituindo os valores das quatro componentes de cisalhamento na equação modificada de Rowe *et al.* (1964), obtêm-se a seguinte expressão:

$$\tau = \frac{S}{A} = \frac{\sigma(1 - a_s)(V' + \operatorname{tg} \phi_\mu) + a_s(\sigma \operatorname{tg} \phi_0 + S_0)}{1 - (1 - a_s)V' \operatorname{tg} \phi_f} \quad (9)$$

Esta é a forma geral da equação de resistência ao cisalhamento para uma superfície rochosa irregular. Se o nível de tensões for baixo e não houver cisalhamento dos dentes, $a_s=0$, e a geometria dos dentes for regular ($\phi_\mu=\phi_f$), então a equação (9) reduz-se à equação(1) de Newland e Allely (1957). Se o nível de tensões for tal que a dilatação seja reprimida e a ruptura ocorra por cisalhamento, então $a_s\approx 1$ e $V'\approx 0$, a equação obtida é semelhante àquela equação (6) proposta por Patton (1966). Quando $V'=0$ têm-se:

$$\tau = \sigma(1 - a_s) \operatorname{tg} \phi_\mu + a_s(\sigma \operatorname{tg} \phi_0 + S_0) \quad (10)$$

que é a resistência ao cisalhamento ao longo de juntas planas parcialmente preenchidas.

A expressão de Ladanyi e Archambault (1969) fornece uma curva suave, indicando que há uma transição gradual de deslizamento para cisalhamento. A equação é completa de um ponto de vista mecânico e fornece uma perspectiva muito boa dos vários componentes de resistência ao cisalhamento, mas a determinação de V' e a_s é muito difícil. Para superar a dificuldade em se determinar o valor de tais variáveis, os autores optaram pela utilização do critério de ruptura parabólico, proposto originalmente por Fairhurst (*apud* Ladanyi & Archambault, op.cit.) e encontraram empiricamente as seguintes expressões para determinar os valores desses dois parâmetros:

$$a_s = 1 - \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_T}\right)^{K_1} \quad V' = \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_T}\right)^{K_2} \operatorname{tg} i \quad (11)$$

Onde K_1 e K_2 são componentes empíricas para as quais Ladanyi e Archambault determinaram, de seus ensaios, os valores aproximados como 1.5 e 4.0 respectivamente. A tensão de transição σ_T é determinada usando o critério de Mogi (*apud* Ladanyi e Archambault, op.cit.). Hoek & Bray e Goodman (*apud* Muhammad, 1992) sugerem que a transição ocorra em uma tensão aproximadamente igual à resistência à compressão simples.

Ladanyi & Archambault (1972 *apud* Muhammad, 1992) levaram a cabo os ensaios em modelos constituídos por blocos unitários sob condições de tensões planas biaxiais, e verificaram que o grau de entrosamento dos blocos é de grande significado no comportamento de seu modelo porque a liberdade dos blocos para rotacionar é controlada pelo grau de entrelaçamento entre os mesmos. Os autores relataram também que a liberdade do maciço rochoso para dilatar depende do grau de entrosamento individual de partes de rocha, e atribuíram o decréscimo na resistência à formação de *kink bands* que davam muita mobilidade ao modelo.

Ladanyi e Archambault (1980, *apud* Muhammad, op.cit.) concluíram que a uniformidade no tamanho de blocos unitários, o grau de entrelaçamento e a continuidade das juntas têm profundo efeito sobre o modo de ruptura e a resistência de maciços rochosos constituídos por blocos. Os autores concluíram também que o atrito ao longo das juntas e a coesão do material intacto não são mobilizados simultaneamente em juntas descontínuas. Ladanyi e Archambault (1980) citam que os módulos de deformação apenas superficialmente afetados pela orientação das juntas. Na opinião dos autores, o grau de entrelaçamento e continuidade das juntas são consequências do uso de unidades individuais para modelar um maciço rochoso.

Celestino e Goodman (1979) estudando o cisalhamento bi-direcional de juntas rugosas ressaltam o fato das propriedades de deformabilidade e resistência de um junta alterarem-se continuamente durante o cisalhamento

devido à mudança na geometria das irregularidades. Os autores executaram ensaios de cisalhamento invertendo a direção da tensão cisalhante. Assim esperava-se observar mudanças notáveis no comportamento das juntas visto que as modificações da geometria da rugosidade são dependentes da direção do carregamento. Os autores desenvolveram um modelo teórico para a ruptura das irregularidades que apresenta três considerações:

- A tensão normal de transição na qual o desgaste do material intacto torna-se a componente dominante da resistência da junta não é uma função somente do material;
- Não há um único valor de tensão normal separando os dois modos de ruptura: deslizamento e cisalhamento das irregularidades ;
- A suposição de que as irregularidades são cisalhadas ao longo de superfícies horizontais é cinematicamente incompatível com o deslizamento ao longo das mesmas.

A Figura 1.3 mostra a irregularidade idealizada para a definição do modelo teórico, com base de área A_0 submetida as forças normal (N) e cisalhante (T).

FIGURA 1.3 Irregularidade e Forças Atuantes (*apud* Celestino e Goodman, 1979)

As tensões normais e de cisalhamento aplicadas a um plano arbitrário de inclinação α com relação a base são:

$$\sigma_{\alpha} = \frac{N \cos \alpha + T \operatorname{sen} \alpha}{A_{\alpha}} \quad (13, 14)$$

$$\tau_{\alpha} = \frac{T \cos \alpha + N \operatorname{sen} \alpha}{A_{\alpha}}$$

onde A_{α} é a área da seção da irregularidade ao longo do plano inclinado α .

Os valores obtidos das equações 13 e 14 são plotados em um gráfico τ - σ como mostrado na Figura 1.4.

FIGURA 1.4. Tensões no Interior de Uma Rugosidade e a Envoltória de Resistência do Material Intacto (*apud* Celestino e Goodman, 1979)

Duas possibilidades devem ser consideradas:

- a irregularidade não é cisalhada porque as tensões não são capazes de vencer a resistência do material intacto, ocorrendo o deslizamento sobre a superfície (Figura 1-4a);

- a irregularidade é cisalhada ao longo de um plano, com inclinação crítica, sobre o qual o estado de tensões atinge a resistência do material. No caso da Figura 1-4b a inclinação crítica α_c é 7° .

Deste modelo os autores salientam duas importantes observações que devem ser consideradas ao desenvolver análises quantitativas, são elas:

- a - a superfície crítica pode não ser planar
- b - a concentração de tensões pode causar um tipo de ruptura progressiva envolvendo o desenvolvimento e a propagação de fraturas de extensão, nas quais as análises baseadas em valores médios ao longo de uma superfície inclinada pode ser incorreta.

Barton (1973) desenvolveu um critério baseado em experimentos em juntas de tração produzidas artificialmente. Este critério juntamente com o de Ladanyi & Archambault (1970, 1972, 1980) são aplicados para a análise da resistência de pico, em juntas não preenchidas.

Barton (op.cit.) relata que o pico da resistência ao cisalhamento de um material rochoso fraturado pode ser representado pela seguinte expressão empírica:

$$\sigma = \sigma_n \operatorname{tg} \left(\operatorname{JRC} \log_{10} \frac{\operatorname{JCS}}{\sigma_n} + \phi_b \right) \quad (15)$$

Onde **JRC** é o coeficiente de rugosidade da junta e varia entre 0 e 20, da junta mais suave à mais rugosa respectivamente, **JCS** é a resistência a compressão das paredes da junta, e é igual a resistência a compressão simples da parede da rocha, se a parede da junta estiver inalterada,

podendo reduzir para 75% quando as paredes da junta estiverem intemperizadas. ϕ_b representa o ângulo de atrito básico da junta.

Barton (op.cit.) obteve uma envoltória não-linear, onde os parâmetros de resistência dependem do nível da tensão normal efetiva agindo sobre a junta, e a área de contato real envolvida durante o cisalhamento é proporcional à relação entre a resistência à compressão das paredes e o nível de tensão aplicada. O mecanismo de ruptura é semelhante ao do critério de Ladanyi & Archambault (1970) envolvendo dilatação e ruptura parcial das irregularidades por cisalhamento. Sua equação trata somente a resistência de pico e **JRC** é subjetivo e dependente da escala.

Lajtai (1969) investigou analítica e experimentalmente a resistência de descontinuidades rochosas não-persistentes em cisalhamento direto. Ele conduziu seus experimentos em amostras na forma de paralelepípedo de 3x3x6pol, moldadas de uma mistura de gesso e caulim, e comparou quatro tipos de blocos (Figura 1.5):

- Blocos de atrito com superfícies planas e suaves;
- Blocos sólidos;
- Blocos de juntas abertas, e
- Blocos de juntas fechadas.

(a) bloco de atrito

(b) bloco sólido

(c) bloco com junta aberta

(d) bloco com junta fechada

FIGURA 1.5. Blocos Ensaiaados por Lajtai (*apud* Lajtai, 1969)

As juntas abertas não-persistentes foram formadas em um bloco introduzindo folhas finas de estanho e depois removendo-as antes da pega da mistura. As juntas fechadas não-persistentes foram criadas de uma maneira semelhante mas as folhas de estanho foram torcidas de modo a formar "dentes" com inclinação de 90° .

Lajtai (1969) relatou que os blocos de atrito mobilizavam 10% da resistência ao atrito, ao passo que nos casos de juntas abertas com separação parcial, o atrito da junta não seria mobilizado porque todas as tensões seriam transmitidas para as pontes rochosas. Discutindo as deformações características de várias juntas ele notou que mesmo nas juntas fechadas com separação parcial, não se mobilizaria 100% do atrito da junta.

A suposição fundamental de Lajtai (1969) é que existe um estado de tensões localizado na ponte rochosa que é de cisalhamento direto (Figura 1.6), e difere portanto do estado de tensões normal baseado nas tensões principais aplicadas nos contornos do modelo.

- estado de tensões atuante na ponte rochosa da figura abaixo é simulado por um ensaio de cisalhamento direto., criado pelas condições do ensaio.

FIGURA 1.6. Estado de Tensões em Uma Ponte Rochosa (*apud* Lajtai, 1969)

Por ter estudado a resistência ao cisalhamento em amostras com padrão de fraturamento variáveis o autor cita que os planos de fraturamento suaves e planos ($K=1$) que não apresentam pontes rochosas a resistência é somente devido ao atrito, enquanto que aquelas com pontes rochosas ($k<1$) teriam uma resistência inerente quando a tensão normal aplicada for zero. Em um caso geral a resistência ao cisalhamento ao longo de uma plano de fraturamento onde $0<k<1$, será uma combinação da resistência da junta e da ponte rochosa, sendo a primeira adequadamente descrita pelo atrito estático (atrito da junta) e a outra apresentando-se como um conjunto em função de T_s , S_0 , ϕ_1 e ϕ_μ .

Onde:

K = Grau de Persistência

T_s = Resistência à tração

S_0 = Resistência ao cisalhamento

ϕ_1 = Ângulo de atrito interno

ϕ_μ = Ângulo de atrito na resistência de ruptura

Se as juntas são fechadas o autor descreve o estado de tensões ao longo do plano de fraqueza sendo aproximadamente:

- a) A tensão normal é uniforme de um extremo a outro;
- b) A máxima tensão de cisalhamento τ_a será suportada pela resistência ao cisalhamento da ponte rochosa e pelo atrito ao longo da junta (sendo que a primeira parcela não pode chegar a ser completamente mobilizada);
- c) Uma vez que as pontes rochosas rompam, a resistência ao cisalhamento será reduzida ao nível determinado pelas condições de resistência última.

Sendo assim Lajtai (1969) analisa que no ensaio de cisalhamento direto realizado em um bloco isotrópico e homogêneo a ruptura pode ocorrer por três mecanismos distintos: ruptura por tração, por cisalhamento ou ruptura por resistência última.

Lajtai (1969) iguala a capacidade de tração do material à tensão principal mínima e obtém uma expressão que ele denomina de parábola de cisalhamento direto. No caso em que o nível de tensões é maior, então Lajtai, assume que uma das tensões principais é de tração mas a ruptura é por cisalhamento. A expressão obtida para esta ruptura da ponte rochosa sob altas tensões normais é chamada a curva de cisalhamento direto. Para níveis de tensão muito altos Lajtai assume o limite como a resistência da junta rochosa, ϕ_{ult}^o .

As três curvas acima descritas limitam uma curva composta por três segmentos que são:

- Parábola de cisalhamento direto para baixos valores positivos de σ_a ;
- Curva de cisalhamento direto para valores positivos intermediários de σ_a ;
- Envoltória de resistência última para valores positivos altos de σ_a .

Para juntas não-persistentes fechadas rompendo sob tração, Lajtai (1969) adiciona duas componentes de resistência mobilizada. Uma componente é a tensão de cisalhamento requerida para romper a ponte rochosa por tração e o outro componente é devido ao atrito mobilizado sobre a porção restante da junta. Lajtai assume também que muito raramente a

junta mobilizará inteiramente seu atrito. Ele introduziu um termo, coeficiente de mobilização, **C**, variando entre 0 e 1. A expressão para juntas não-persistentes fechadas rompendo por tração é dada por:

$$\begin{array}{cc} \text{JUNTA} & \text{PONTE ROCHOSA} \\ \tau_a = CK \sigma_a \operatorname{tg} \phi_p + (1-K) [T_s (T_s - \sigma_a)]^{\frac{1}{2}} & \end{array} \quad (16)$$

Onde **K** é o grau de persistência, ϕ_p é o ângulo de pico de atrito da junta, T_s é a resistência à tração do material, τ_a e σ_a são respectivamente as tensões cisalhante e normal aplicadas.

Em um carregamento normal alto a tendência da ponte rochosa romper por tração decresce e a ruptura por cisalhamento começa a dominar o cisalhamento. A equação apresentada por Lajtai (1969) é a seguinte:

$$\begin{array}{cc} \text{JUNTA} & \text{PONTE ROCHOSA} \\ \tau_a = CK \sigma_a \operatorname{tg} \phi_p + \frac{(1-K)}{2} \left[\frac{(2S_0 + \sigma_a \operatorname{tg} \phi_1)^2}{1 + \operatorname{tg}^2 \phi_1} - \sigma_a^2 \right]^{\frac{1}{2}} & \end{array} \quad (17)$$

A descrição esquemática da teoria de Lajtai é dada na Figura 1.7.

FIGURA 1.7. Descrição Esquemática da Teoria de Lajtai (*apud* Muhammad, 1992)

Para ruptura por deslizamento ao longo da junta em níveis muito altos de tensão, Lajtai usa a seguinte expressão:

$$\tau_a = \sigma_a \operatorname{tg} \phi_{ult} \quad (18)$$

Onde ϕ_{ult} é o ângulo de atrito último.

Sob baixas tensões normais, ocorre dilatação e a tensão normal é reduzida, resultando na propagação da fratura.

1.2 ESTUDO DOS MACIÇOS ROCHOSOS

O primeiro estudo experimental sobre a resistência e comportamento da deformação de um maciço rochoso com juntas não-persistentes foi realizado por Muller e Pacher (1965, *apud* Muhammad, 1992). Eles simularam um maciço rochoso com um material fabricado em laboratório. Muller e Pacher (op.cit.) realizaram seus experimentos sob condições de tensões planas biaxiais. Vigas rígidas foram usadas para aplicar as tensões principais maior e menor em uma amostra de 70x70cm consistindo de um conjunto de blocos unitários feitos de um material semelhante ao concreto, nenhuma outra informação sobre o material usado nas amostras é fornecida em seu artigo. Eles variaram o ângulo das juntas em relação as tensões principais maiores, o grau de separação da juntas **K**, a densidade relativa de juntas, **W**, e a relação entre as tensões principais (Figura 1.8).

FIGURA 1.8. Variações Estudadas por Muller e Pacher, 1965 (*apud* Muhammad, 1995)

Com um modelo físico pioneiro uma grande quantidade de informação foi obtida desse estudo. O trabalho dos autores aponta em uma aceção qualitativa a importância das diferentes variáveis estudadas. Muller e Pacher (1965) examinaram três modos de ruptura: deslizamento ao longo da junta, deslizamento e cisalhamento ao longo da junta, e deslizamento ao longo da junta e cisalhamento do material intacto.

A viga rígida usada por Muller e Pacher para transferência de tensões para o modelo impede o movimento das juntas e como tal resulta em altas resistências de ruptura. O modelo foi construído pela montagem de unidades individuais. Como relatado por Ladanyi e Archambault (1972, 1980) na consideração de seus próprios ensaios, a resistência e os modos de ruptura são afetados pela uniformidade e continuidade dos blocos unitários, o modelo de Muller e Pacher também deve ter sido afetado por esses fatores. O uso de blocos unitários também pode causar rotação, dando mais liberdade de movimento e como tal pode reduzir a resistência e afetar os modos de ruptura.

Sih & Liebowitz (1968), Kobayashi (1970), Ashby & Verral (1977) e Gdoutos (1984, *apud* Vallejo, 1989) indicaram que quando uma amostra de material frágil contendo uma fratura aberta e inclinada é submetida à compressão uniaxial, as pontas das fraturas concentram tensões. Segundo Ashby & Verral (1977) as regiões superior direita e inferior esquerda das pontas da fratura são regiões onde se concentram tensões de compressão, enquanto que nas regiões superior esquerda e inferior direita predominam as tensões de tração (Fig. 1.9).

FIGURA 1.9. Concentração de Tensões. T=tração, C=compressão (*apud* Vallejo, 1989)

Vallejo (1980, 1989) realizou investigações laboratoriais em juntas abertas em argilas caulínicas rígidas para entender os efeitos de orientação, comprimento, número e modo de arranjo de fraturas sob condições de compressão simples e cisalhamento direto. Os modelos de Vallejo apresentavam um ou dois segmentos de juntas abertas. Vallejo introduziu os termos *left stepping*, *right stepping* (Figura 1-10) e *non-stepping* para descrever os arranjos das juntas.

Comparando os resultados laboratoriais de Vallejo (*op.cit.*) e as análises teóricas de Ashby e Verral (*op.cit.*) percebe-se que de fato as amostras argilosas desenvolveram fraturas secundárias em regiões circundantes às pontas das fraturas onde desenvolveram-se tensões de

tração. Além disso as fraturas secundárias propagaram-se em uma direção paralela à direção da tensão de compressão axial. O autor define então que as fraturas secundárias desenvolver-se-ão nas ocasiões em que as tensões de tração, ocasionadas pelas cargas de compressão e pelas fraturas pré-existent, tornarem-se iguais ou maiores que a resistência à tração do material intacto que circunda as fraturas.

Vallejo encontrou que em condições de cisalhamento direto todas as amostras desenvolveram tensões de tração bem como tensões de compressão em regiões fechadas nas pontas ou bordas das fraturas pré-existent. Para um número limitado de fileiras de juntas, não é difícil visualizar a diferença entre os dois sistemas, e a ruptura resultante será na direção *left stepping*, que é a condição mais frágil. Desta maneira Vallejo concluiu que as regiões localizadas entre as fendas *right stepping* desenvolveram altas tensões de compressão enquanto o arranjo *left stepping* desenvolveu altas tensões de tração. Desde que a capacidade de tração do material seja menor que sua resistência à compressão, as juntas *left stepping* romperão em tensões menores. A investigação de Vallejo sob compressão simples concretizou sua conclusão com respeito a resistência menor das juntas *left stepping* quando comparada com as *right stepping* nos ensaios de cisalhamento direto. Ele notou além disso que quanto menores as fendas mais alta é a resistência a compressão simples, e o quanto maior o número de fendas, menor a resistência a compressão simples do corpo de prova.

FIGURA 1- 10. Arranjo das Fraturas (*apud* Vallejo, 1989)

Kawamoto (1970) realizou ensaios de cisalhamento direto para pesquisar o mecanismo de ruptura, a resistência anisotrópica de juntas persistentes e não-persistentes, e a dilatação em maciços rochosos. Para modelagem dos corpos de prova foi utilizada uma mistura de gesso e areia. Juntas não-persistentes com diferentes configurações foram criadas inserindo um número de pequenas folhas de aço de 0.1mm de espessura em um modelo de 15cmx15cmx4cm.

FIGURA 1-11. Caixa de Cisalhamento. (apud Kawamoto, 1970)

O autor observou que o padrão de ruptura depende da direção das juntas e da relação entre a força cisalhante e a tensão normal bem como do grau de separação K , e da densidade relativa das juntas W . Os padrões de ruptura apresentados nas juntas não-persistentes no ensaio de cisalhamento direto, usando a caixa de cisalhamento (Figura 1.11), foram similares àqueles obtidos por Muller e Pacher (1965), em estado de compressão biaxial, apresentando vários tipos de fraturamento como: ruptura envolvendo juntas (por deslizamento ou cisalhamento), ruptura do material intacto e ruptura combinada. Ele verificou que a ruptura por cisalhamento simples ocorre somente quando $\theta=0^\circ$. Para sistemas de juntas positivas a ruptura combinada dá-se preferencialmente por cisalhamento quando $\theta<25^\circ$, mas

com o incremento em θ , a proporção de ruptura por cisalhamento decresce muito rapidamente, uma vez que: o surgimento de fissuras devido ao aumento das tensões de tração ao redor das juntas, a concentração de tensões de tração nas pontas das fissuras e a flexão parcial depois do aparecimento da fissura, começam a ser fatores importantes para ruptura progressiva. Já nos casos de sistemas de juntas negativas, a ocorrência de fissuras ao redor das juntas pode ser a causa principal da ruptura e a localização e a orientação das juntas e o estado progressivo de conexão das fissuras fornece uma considerável variação da área da zona fraturada ao longo do plano de cisalhamento.

Quanto à resistência ao cisalhamento relativa aos maciços com fraturamento não-persistente Kawamoto (op.cit.) relata que ela é máxima quando $\theta = -22,5^\circ$ (Figura. 1.12) e que a resistência ao cisalhamento pelo aparecimento de fissuras não é muito afetada pela direção das juntas. Os efeitos do grau de separação dos planos de fraturamento e da densidade relativa das juntas na resistência ao cisalhamento foram examinados nos sistemas negativos mas não nos positivos.

FIGURA 1-12. Resistência de Sistemas de Juntas Negativos e Positivos (*apud* Kawamoto, 1970)

Dos ensaios de cisalhamento direto, o autor conclui que a resistência ao cisalhamento é influenciada pelo grau de interferência da concentração de tensões de tração ao redor das juntas segundo sua disposição, pela facilidade de conexão das fissuras progressivas de cada junta, e pelo movimento das partes fraturadas depois da formação das fissuras.

Analisando ensaios biaxiais o mesmo autor descreve padrões de ruptura muito diferentes dos citados anteriormente. Neste caso, biaxial, a superfície de ruptura inicia no canto lateral do carregamento, anteriormente ao deslizamento no plano de separação das juntas, e segue com o fraturamento nas pontes rochosas alternadamente.

Ergun (1970) realizou ensaios de compressão biaxial em modelos fraturados moldados em laboratório. O enfoque dado ao estudo foi a distribuição de tensões nestes modelos que apresentavam famílias de juntas ortogonais regulares.

O modelo de Ergun dispunha de famílias de juntas ortogonais nas posições horizontal, vertical ou inclinada alternadamente. Os experimentos foram executados para confrontar a distribuição de tensões e resistência de um modelo fraturado persistente com aqueles de modelos fraturados não-persistentes. Os resultados dos ensaios mostraram que a distribuição de tensões em um maciço rochoso fraturado é enormemente afetada por:

- A presença de vazios ao longo das juntas;
- A relação das tensões aplicadas;
- A inclinação das juntas em relação à direção de aplicação da tensão principal;
- O modo no qual as tensões foram aplicadas (A história das tensões).

Além disto o autor cita que os ensaios demonstraram que:

- Se não houver vazios presentes e as tensões aplicadas forem tais que não ocorra nenhum deslizamento ao longo de qualquer plano de juntas no maciço rochoso, a distribuição de tensões será a mesma por todo maciço e será uniforme, sob carregamento uniforme, onde as juntas estão presentes.
- A presença de vazios e ou a ocorrência de deslizamento ao longo de qualquer junta complica a distribuição de tensões nos maciços rochosos fraturados onde as tensões aplicadas são uniformes e compressivas. A magnitude da concentração de tensões e a natureza da distribuição de tensões depende da forma, tamanho e

orientação dos vazios e da localização do deslizamento ao longo de uma junta no maciço rochoso.

- Juntas fechadas e lisas causam menos concentração de tensões e fraturamento durante o deslizamento quando comparadas as juntas fechadas irregulares.

- A resistência biaxial ou uniaxial última dos maciços rochosos não são afetadas se a direção das juntas forem coincidentes com as direções dos eixos principais de tensões, contanto que os blocos rochosos intactos sejam quadrados e planares com superfícies paralelas, admitindo-se uma tolerância de ± 250 microns. O que também é verdadeiro para maciços contendo juntas fechadas.

Krsmanovic *et al.* (1966) estudaram o comportamento da resistência ao cisalhamento de maciços rochosos fraturados. Decorrentes dos ensaios de cisalhamento direto em grande escala, os autores identificaram quatro modos de ruptura, a saber:

- Deslizamento ao longo do plano da junta;
- Deslizamento parcial através do plano de fraturamento e parcialmente através do bloco;
- Ruptura por compressão dos blocos;
- Ruptura composta.

Ao analisar questões de estabilidade de taludes rochosos Jennings (1972) concerne que se as juntas presentes não forem contínuas na direção do plano no qual a ruptura possa ocorrer (Fig.1.13), a sustentação do talude passa a ser considerada não somente em função do ângulo de atrito, como no caso das juntas contínuas, mas também dos parâmetros de coesão do material intacto.

FIGURA 1.13. Talude Rochoso com Um Plano de Ruptura Bem Definido Por Juntas Pré-Existentes (*apud* Jennings, 1972)

Ao ressaltar os fatores, relativos as juntas, que são importantes nos conceitos de coesão e atrito Jennings (1972) cita, entre outros:

- O comprimento e a largura da juntas, especialmente o comprimento, como definido por "a" na Figura 1-15. Deve-se saber como o comprimento varia. São os comprimentos constantes ou variam de uma maneira sistemática?
- O espaçamento entre as juntas. Pode-se considerar que as juntas posicionam-se em um único plano apresentando um persistência "b" entre as mesmas, ou encontram-se dispersas aleatoriamente.

O autor esclarece que fatores como: atitude do maciço rochoso, comprimento e espaçamento da juntas e pressões neutras devem ser analisados de uma maneira detalhada ao realizar-se um levantamento das descontinuidades, acrescentando-se aquelas observações de direção e mergulho das estruturas que os geólogos realizam normalmente.

Ao tratar dos modos de ruptura Jennings (1972) complementa que no caso do plano preferencial de ruptura apresentar duas ou mais descontinuidades, a resistência ao cisalhamento é representada pela soma da resistência das descontinuidades e do material intacto presente entre as mesmas.

Baseando-se na teoria do equilíbrio limite o autor cita que em muitos casos os parâmetros C e ϕ são estabelecidos pela resistência de pico, assumindo que ambos alcancem seus valores de pico para os mesmos valores de deformação. Apesar de ensaios laboratoriais mostrarem que tal suposição não é verdadeira, ela é aceita, pelo autor. Ao final de sua explanação Jennings (op.cit.) salienta que esta é uma questão bastante importante e causadora de muitas discussões e debates.

O trabalho desenvolvido por Muhammad (1992) trata basicamente do comportamento de maciços rochosos sob a influência da presença e configuração de juntas persistentes e não-persistentes.

A pesquisa concentra-se sobretudo na ruptura do maciço rochoso sob condições variáveis de:

- tensão confinante, σ_2 .
- comprimento do segmento de junta, L_j . Na maioria dos ensaios mantido em 4 polegadas, mas em alguns poucos ensaios alterado para 8 polegadas.
- comprimento da ponte rochosa, L_r . Assumiu os valores de 1 e 2 polegadas.
- espaçamento entre as fileiras de junta. Geralmente de 2 polegadas mas em alguns casos atingiu 4 polegadas.
- orientação das juntas em relação a tensão axial aplicada, β que foi de $22,5^\circ$, 45° , $67,5^\circ$ e 80° .

FIGURA 1.14. Parâmetros Estudados Por Muhammad (1992)

Para garantir a distribuição uniforme de tensões, a carga foi aplicada pelos elementos triangulares desenvolvidos por Heuer e Hendron (1969).

Nesse trabalho a resistência ao longo de uma junta não-persistente é considerada a somatória da resistência intacta da ponte rochosa e da resistência da junta ao longo do segmento de junta. A proporção das duas resistências depende do grau de persistência, K . O autor faz uma previsão teórica da resistência ao longo da junta pelo Critério Modificado de Mohr-Coulomb de ruptura por cisalhamento. A resistência do atrito do segmento de junta, L_j , é calculada, utilizando os parâmetros de resistência de junta, ϕ_j , e C_j , e a resistência ao longo da ponte rochosa intacta, L_r , é calculada usando os parâmetros de resistência da rocha intacta, ϕ_o , e C_o .

Assumindo que a resistência da junta e a resistência intacta são mobilizadas simultaneamente, a resistência ao longo da junta, é a somatória da resistência intacta da ponte rochosa e da resistência da junta expressa como:

$$\tau = k\tau_j + (1 - k)\tau_i \quad (19)$$

onde k é o grau de persistência, $K\sigma_j$ é a resistência ao cisalhamento ao longo do segmento de junta, L_j , e $\sigma_i(1-k)$ é a resistência ao cisalhamento ao longo da ponte rochosa, L_r .

$$\begin{aligned} \tau_j &= C_j + \sigma_n \tan \phi_j \\ \tau_i &= C_o + \sigma_n \tan \phi_o \end{aligned} \quad (20,21)$$

onde σ_n é a tensão normal sobre a junta e σ_i é a tensão de cisalhamento imposta ao longo da junta.

Ruptura em tração ou ruptura Stepping ocorre quando a tensão de tração ultrapassa a capacidade de tração do material. Nesse caso a resistência a ruptura por tração ou Stepping é a somatória da capacidade de tração do material e a resistência do atrito ao longo do segmento de junta, L_j .

O modo de ruptura em amostras com juntas não-persistentes é influenciado pelo grau de persistência, K , a densidade relativa de juntas, W , a pressão confinante, σ_2 , e a orientação com a carga axial aplicada, β .

As conclusões resultantes deste trabalho passam a ser apresentadas em duas categorias: relativas as juntas persistentes e as juntas não-persistentes.

Juntas Persistentes

Os ensaios objetivaram determinar os parâmetros de resistência da junta e observar os modos de ruptura vem como a resistência a ruptura devido a mudança na orientação das juntas. Têm-se que:

- Foram observados dois modos de ruptura. Juntas orientadas de $22,5^\circ$, 45° e $67,5^\circ$ romperam ao longo de seus planos(modos 1), enquanto juntas orientadas de 80° romperam por cisalhamento do material intacto no sentido transversal as juntas (modo 2).
- A resistência à ruptura foi máxima para as juntas de 80° e mínima para aquelas de $22,5^\circ$.
- A envoltória de resistência determinada pelos ensaios de cisalhamento direto e bloco biaxial é não linear,

apresentando para a resistência de pico ϕ de 20° e intercepto de coesão de $0.074q_u$. O ângulo de atrito residual determinado pelos ensaios de cisalhamento direto foi de 16° .

Juntas não-Persistentes

- Foram identificados quatro modos de ruptura:

1) Deslizamento ao longo das juntas e cisalhamento da ponte rochosa. O autor esclarece que aumentando a pressão confinante condiciona-se a ruptura ao longo da junta, o confinamento promove um aumento na tensão normal sobre o plano no qual a ruptura por tração teria ocorrido, o que evita a ruptura em degrau. É dito ainda que a influência da pressão confinante na mudança do modo de ruptura foi observada somente para juntas orientadas em 45° .

2) Ruptura em Degrau ou em *chevron*: deslizamento ao longo do segmento de junta e ruptura por tração da rocha intacta entre as juntas. Foi o mecanismo de ruptura dominante em amostras orientadas de $67,5^\circ$, onde a pressão confinante não teve influência em sua ocorrência, bem como o comprimento da ponte rochosa, L_r , e o grau de persistência, K .

3) Ruptura *multi-stepping*: ruptura por tração da rocha intacta e *stepping* entre as juntas, sem deslizamento. Ruptura desenvolvida em uma zona.

4) Cisalhamento do Material Intacto. Ocorreu somente em amostras com juntas orientadas de 80° . A mudança no modo de ruptura de *multi-plane stepping* para esse modo de ruptura

ocorreu sempre que o espaçamento, d , foi aumentado de 2" para 4".

- O espaçamento, d , entre as fileiras de junta não teve influência significativa na resistência das juntas em que a ruptura deu-se nos planos das mesmas (uma pequena redução na resistência atribuída à variação estatística na resistência ao longo de diferentes planos de junta foi observado por Hayashi (1966, *apud* Muhammad 1992) para amostras contendo um alto número de planos de fraturamento, e pode ser também a causa de uma pequena redução na resistência das amostras com juntas espaçadas de 2 polegadas comparadas com as amostras com o espaçamento de 4 polegadas presentes no trabalho de Muhammad (*op.cit.*)).

- Sistemas de juntas left stepping são mais frágeis que os sistemas right stepping.

O autor faz ainda algumas sugestões e recomendações para futuras pesquisas em fraturamento não-persistente dentre as quais estão:

- Os mesmos parâmetros estudados devem ser investigados com maior ênfase para orientações maiores que 45° .
- O ângulo de atrito do preenchimento deve ser aumentado pela mudança do papel que a constitui.

Cella (1993) utilizando-se do método dos elementos distintos para análises de cisalhamento direto em um talude de mineração descreve alguma possíveis evidências das pontes rochosas na ruptura de um talude real. Ao detectar os parâmetros mecânicos por retro-análise e confrontá-los

com outros obtidos em ensaios triaxiais e de cisalhamento direto, o autor obteve curvas de parâmetros de ruptura bastante próximas daquelas reveladas com os parâmetros de resistência dos ensaios de cisalhamento direto.

A primeira interpretação do autor para o fato relacionava a contribuição menor das extensões proporcionalmente reduzidas dos trechos discordantes dos segmentos de xistosidade, ao longo da superfície de ruptura. Entretanto à luz dos diferentes estados de tensão constatados nas "pontes" Cella (1993) supõe que a ruptura em regime de tração dos materiais desestruturados no talude rompido, teria contribuído muito pouco para a resistência ao cisalhamento mobilizada ao longo da superfície de cisalhamento.

Neste trabalho Cella (op.cit.) conclui ainda que os movimentos relativos ao longo das descontinuidades são determinantes para a compreensão das tensões induzidas no interior dos blocos típicos. A interação mecânica descontinuidade-ponte rochosa representa o fator fundamental para a redistribuição das tensões verificada, que se mostrou incompatível com as condições assumidas para utilização do conceito de "resistência ponderada" empregado, usualmente, em análises por equilíbrio-limite, fato este reforçado pela retro análise de um talude rompido, em condições geométricas semelhantes. Para o autor os métodos de equilíbrio-limite são, em determinadas condições, completamente insuficientes para o estudo do dimensionamento de escavações rochosas.

CAPÍTULO II

ENSAIOS LABORATORIAIS

2.1. INTRODUÇÃO

O trabalho experimental realizado nesta pesquisa tem por finalidade reconhecer a interação mecânica do binário descontinuidade-ponte rochosa, em maciços apresentando uma família de juntas não-persistentes, sob condições biaxiais. Na busca dessa interação as juntas são definidas pelos seus atributos, cujas modificações implementam alterações na interação mecânica e na resistência do maciço.

Os atributos das descontinuidades estudados são: orientação, espaçamento e persistência, desejando-se eliminar quaisquer outras variáveis na pesquisa. Os modelos estudados foram moldados em laboratório com um controle rigoroso de suas características.

2.2. MODELO FÍSICO ADOTADO

Ao investigar qual modelo adaptar-se-ia as condições da pesquisa uma série de requisitos, aos quais o modelo deveria atender, foram estabelecidos. Esses requisitos serão descritos a seguir.

Encontra-se na literatura a descrição de modelagens realizadas segundo vários elementos ou blocos individuais, moldados separadamente, que ao serem agrupados constituem a amostra. Ao reunir tais blocos e modificar suas disposições estaria assim representado o maciço rochoso

fraturado (Brown e Trollope, (1970); Rosenblad, (1971); Engeling (1971); e outros). Mas esse recurso, comumente utilizado no passado, não foi empregado neste trabalho em detrimento de suas limitações físicas referentes ao encaixe ou ajuste imperfeito entre os blocos. Essa imperfeição no modelo poderia provocar concentrações indesejáveis de tensões e possíveis rotações na posição dos elementos, o que de imediato comprometeria a uniformidade do modelo.

A alternativa proposta por Muhammad (1994) de moldar-se o maciço simultaneamente a introdução das juntas foi adotada nesta pesquisa por eliminar problemas como os citados anteriormente. Para tanto foi preciso projetar um equipamento que possibilitasse tal modelagem.

2.2.1 EQUIPAMENTO DE MOLDAGEM DAS AMOSTRAS

A primeira definição quanto à amostra é a de que suas dimensões devem ser maiores possíveis para minimizar o efeito escala nos dados obtidos. Por limitações na preparação, economia, transporte e no manuseio das amostras em laboratório as dimensões estabelecidas foram 60cmx30cmx15xcm.

A amostra requer uma série de especificações as quais o equipamento deve atender. As mais significativas, quanto aos atributos das descontinuidades são as seguintes.

- Orientação: é medida segundo a direção da solicitação axial maior. O equipamento deve permitir que a orientação das famílias de descontinuidades seja alterada em um conjunto de amostras. Ressalta-se porém que em cada amostra é possível trabalhar apenas com uma orientação.

- Espaçamento: é a distância perpendicular entre duas descontinuidades adjacentes. É interessante que também este atributo possa ser modificado, tanto em uma quanto em um conjunto de amostras.
- Persistência: o equipamento deve permitir variar esta propriedade, sem o comprometimento dos demais atributos.

Ao considerar as especificações anteriormente mencionadas e ainda o material utilizado para moldagem optou-se pela confecção do equipamento em aço. Este equipamento foi concebido então sob a forma de uma caixa que permitisse uma montagem fácil e rápida com um método eficaz para desenformar a amostra depois de pronta, sem danos físicos.

As chapas metálicas usadas na montagem apresentam espessura de $1/8"$, sendo reforçadas, em suas laterais, por cantoneiras de $3/4"$ (Figura 2.1) a fim de evitar deformações na região inferior da caixa decorrente do preenchimento da mesma pela argamassa.

FIGURA 2.1. Detalhe da Fixação das Cantoneiras

A caixa de moldagem apresenta além das chapas laterais, duas chapas de fundo, uma fixa e a outra variando em função da orientação desejada para as descontinuidades, e ainda uma chapa de topo com ranhuras perfeitamente coincidentes com aquelas da chapa disposta no fundo da caixa. Para garantir a possibilidade de obter diferentes orientações das descontinuidades nas amostras foi necessário projetar chapas de aço

(Figura 2.2), que possuindo ranhuras pré-estabelecidas permitissem então a introdução das lâminas de filme de poliéster simulando as discontinuidades. Essas chapas foram projetadas aos pares, sendo que para cada orientação desejada é necessário um conjunto com a orientação definida. Foram confeccionados pares orientados em 30°, 45° e 60°.

FIGURA 2.2. Chapa de Aço com Fissuras Pré-Estabelecidas

A fixação de todo o conjunto (Figura 2.3) é feita por sistema de porcas e parafusos tornando possível a separação de todas as peças componentes da caixa.

FIGURA 2.3. Caixa de Moldagem

Para cada ranhura presente nas chapas orientadas existe uma chapa de aço que é colocada no sentido perpendicular ao da chapa encaixando-se na chapa de fundo e na de topo (Figura 2.4). Essas folhas têm por objetivo impedir que, durante o processo de moldagem da amostra, as lâminas de filme de poliéster sejam deformadas, garantindo assim a geometria planar das descontinuidades.

FIGURA 2.4 - Colocação das Chapas de Aço

2.2.2 PREPARAÇÃO DA AMOSTRA

2.2.2.1 Material

É possível encontrar na literatura uma série de modelagens realizadas com os mais variados componentes e misturas, como o gesso, o concreto ou a argamassa. Vários pesquisadores discutiram em detalhes o desenvolvimento de materiais adequados as modelagem sem atingir um resultado único. Resta optar, a cada pesquisa em particular, por um material que reproduza as propriedade de interesse em um maciço.

2.2.2.1.1 Argamassa

Com base em análises anteriores, citadas na revisão bibliográfica, optou-se nesta pesquisa pelo uso da argamassa, como material base para a modelagem das amostras, que apresenta uma constituição satisfatória para a consideração de homogeneidade litológica do maciço.

Para uma melhor adequação do material à realidade dos ensaios biaxiais que foram executados, realizou-se uma série de testes em compressão uniaxial para caracterização da argamassa. O objetivo foi o de especificar o traço com resistência à compressão simples consideravelmente menor que 11,1 MPa, que corresponde ao limite máximo de carregamento para o equipamento utilizado nos ensaios.

Foram moldados oito corpos de prova cilíndricos de altura 10cm e diâmetro de 5cm, com três traços distintos (1:5; 1:8 e 1:11, relação água cimento 0,9). A argamassa foi preparada em argamassadeira elétrica e portátil, e as formas cilíndricas preenchidas em mesa vibratória. Dos dados obtidos pode-se optar pelo emprego do traço 1:5 com relação água-cimento 0,9.

A argamassa tem como constituintes principais areia média de construção e cimento tipo Portland. Para cada amostra toda a areia utilizada permaneceu em estufa durante vinte e quatro horas e foi previamente peneirada antes de realizada a mistura.

2.2.2.1.2 Juntas

A característica fundamental de uma descontinuidade, no ponto de vista de seu comportamento mecânico, é apresentar baixa ou nenhuma resistência à tração. Sendo assim, para executar o modelamento proposto, tornou-se necessária a busca de um material que obedecesse essa

condição e que pudesse se inserido na argamassa, representando assim as juntas do maciço.

O material utilizado foi lâminas de filme. Essa escolha foi fundamentada em estudos anteriores que utilizaram essas mesmas lâminas (Bortolucci, 1993), bem como outros tipos de papéis (Muhammad, 1992), com o mesmo intuito de representar descontinuidades.

Uma vez definido o material foi preciso estabelecer o tamanho das juntas. :”A importância da definição desse parâmetro vem do fato de que qualquer material, natural ou artificial, tem em seu interior descontinuidades intrínsecas. Essas descontinuidades contribuem para a ruptura do material, para que essa contribuição possa ser desprezada as juntas inseridas no maciço devem ser grandes o bastante para inibir tal contribuição” (Bortolucci, 1993, p.68). Sendo assim as lâminas de filme de poliéster foram cortadas com o auxílio de guilhotinas, em forma de retângulos: com largura definida pelo tamanho desejado para a descontinuidade e o comprimento igual ao da folha de poliéster. A Figura 2.5 mostra as lâminas cortadas e sendo fixadas na caixa de moldagem.

FIGURA 2.5 - Fixação das Lâminas de Poliéster

Ao definir o tamanho das juntas presentes nos planos das descontinuidades define-se também o tamanho do segmento da ponte rochosa através do grau de persistência K.

2.2.2.2 Moldagem dos Corpos de Prova

A moldagem das amostras envolve uma série de preparativos, como por exemplo o uso de um cronograma detalhadamente montado que permitisse a confecção das amostras, uma de cada vez, em dias tais que passados 28 dias da moldagem este seria um dia útil de possível execução dos ensaios. Outros preparativos são: a lubrificação de toda a caixa para evitar a aderência da argamassa ao metal e ainda a disposição das lâminas de filme de poliéster na direção das descontinuidades com precisão milimétrica para controle do grau de persistência.

A mistura da argamassa (10,50Kg de cimento, 52,50Kg de areia e 9,85Kg de água, para cada amostra) deu-se em argamassadeira elétrica por um período de três minutos para garantir sua homogeneidade. Durante esse processo são preparadas as formas a serem preenchidas pela mistura. Além do maciço eram moldados mais três corpos de prova cilíndricos com 10 cm de altura e 5cm de diâmetro que têm por objetivo a padronização e o controle da argamassa nas amostras moldadas.

TABELA 2.1 - Características das Amostras

Amostra	β [°]	d [cm]	K	Cilindros		
P01	60°	5.0	0.588	C01A	C01B	C01C
P01A	60°	5.0	0.588	C01aA	C01aB	C01aC
P02	60°	5.0	0.74	C02A	C02B	C02C
P03	60°	2.5	0.588	C03A	C03B	C03C
P04	60°	2.5	0.74	C04A	C04B	C04C
P05	45°	2.5	0.588	C05A	C05B	C05C

P06	45°	2.5	0.74	C06A	C06B	C06C
P07	45°	5.0	0.588	C07A	C07B	C07C
P07A	45°	5.0	0.588	C07aA	C07aB	C07aC
P08	45°	5.0	0.74	C08A	C08B	C08C
P09	30°	5.0	0.588	C09A	C09B	C09C
P10	30°	5.0	0.74	C10A	C10B	C10C
P10A	30°	5.0	0.74	C10aA	C10aB	C10aC

Todo o conjunto da caixa de moldagem com as formas cilíndricas é então colocado sobre uma mesa de vibração e tem preenchidos 50% do seu volume pela argamassa com o auxílio da "colher de pedreiro", liga-se então a vibração por alguns instantes. Já acomodado o material, completa-se o restante do volume e mais uma vez o conjunto é vibrado, com o fim desse processo são retiradas as chapas de aço colocadas para proteção das lâminas. O período de vibração deve corresponder somente ao tempo necessário para expulsão de gases e ocupação dos vazios, caso seja maior que o ideal inicia-se o processo de "separação" da argamassa com maior deposição de areia na base da amostra, o que deve ser evitado.

Terminada a moldagem o conjunto é coberto por uma proteção de lona preta e permanece em repouso por 24 horas. Transcorrido o repouso as amostras são desenformadas e levadas à câmara úmida onde permaneciam por 28 dias para cura. Ao ser desenformada a amostra apresenta as dimensões de 60cmx30cmx15cm e pesa aproximadamente 54 Kg . A Figura 2.6 mostra uma das amostras recém desenformada.

FIGURA 2.6 - Amostra Sem Retificação

2.2.2.3 Retificação das Faces das Amostras

Decorrido o período da cura submete-se a amostra a um processo de aplainamento de suas faces e alinhamento das arestas, através da retificação das superfícies em maquinário próprio com rebolo diamantado (Figura 2.7). Esse procedimento garante às amostras paralelismo, planicidade e ortogonalidade, eliminando imperfeições geométricas de média escala que induziriam a concentração de tensões em pontos indesejáveis.

FIGURA 2.7 - Retificação da Amostra

2.3. ENSAIOS REALIZADOS

2.3.1 CARACTERIZAÇÃO DA ARGAMASSA

Para definição do traço da argamassa, os corpos de prova (cilíndricos e não fraturados) foram ensaiadas aos sete dias de cura. Os ensaios de compressão uniaxial foram realizados em um sistema rígido servo-controlado, com capacidade de 2700KN.

Na Tabela 3.1 são apresentados os resultados desses ensaios. Os cálculos, bem como todo o procedimento dos ensaios, foram feitos em concordância com o sugerido pela ISRM (1978).

2.3.2 CARACTERIZAÇÃO DA JUNTA

A característica fundamental de uma descontinuidade é apresentar baixa ou nenhuma resistência à tração. Nessa pesquisa as descontinuidades são induzidas, conforme descrito anteriormente, por lâminas de filme de poliéster. Como os valores de resistência desse material são relativamente baixos quando comparados aos da argamassa, estes representam o limite inferior de resistência do maciço.

Para caracterização da envoltória de resistência da junta foram realizados ensaios de cisalhamento direto. As amostras ensaiadas foram moldadas simultaneamente àquelas para os ensaios biaxiais. As formas para moldagem foram confeccionadas em madeira com dimensões idênticas às do anel de cisalhamento de 10cm.

Todos os ensaios foram realizados com velocidade de cisalhamento de 0.5mm/min .

2.3.3 ENSAIOS BIAXIAIS

Os ensaios biaxiais foram realizados com tensão axial (σ_1) crescente e tensão confinante (σ_2) constante no patamar de 0.6 MPa após o carregamento inicial (Figura 2.8). Caracterizando o estado plano de tensões não há carregamento segundo uma das direções da amostra ($\sigma_3=0$). As

descontinuidades presentes estão dispostas perpendicularmente à superfície livre de carregamento.

FIGURA 2.8 - Variação da Tensão Confinante

2.3.3.1 Peculiaridades do Projeto

O ensaio biaxial em amostras do porte e geometria apresentados nesta pesquisa não tinham, até a realização deste trabalho, equipamentos ou rotinas disponíveis na EESC. Foi necessária a pesquisa, projeto e adaptação de vários dos componentes para concretizar a execução do ensaio.

2.3.3.1.1 Arranjo de Carregamento

Ao analisar o modo de aplicação das cargas surgiram duas grandes limitações: 1) não basta que as cargas aplicadas nas duas direções sejam independentes, é necessária a garantia da distribuição uniforme de tensões em toda a superfície solicitada; 2) oriunda da presença de descontinuidades no maciço veio a preocupação maior, referente aos modos de ruptura esperados, era necessário garantir que os possíveis movimentos relativos das juntas não fossem limitados pela estrutura montada. Dessa maneira o sistema de carregamento deveria ser flexível o suficiente para ajustar-se ao modelo irregular de deformação, uma vez que a presença das descontinuidades gera expectativas de deformações não uniformes. Para tanto, da pesquisa realizada em trabalhos anteriores, a alternativa selecionada foi utilizar o equipamento de carregamento desenvolvido por Heuer e Hendron (1969).

O arranjo do sistema de carregamento de Heuer e Hendron (1969) constitui-se da reunião de uma série de elementos triangulares com dimensões distintas. Em um único conjunto, que se assemelha a uma pirâmide, há quatro elementos de base, dois intermediários e um superior que se encaixa na cabeça de transmissão com o macaco (FIGURA 2.9).

Este arranjo além de ser seguro e de fundamento relativamente simples, já havia sido utilizado, com sucesso, por outros autores como Muhammad (1994). No trabalho original, de apresentação deste arranjo, é apresentada uma discussão detalhada da distribuição de carga característica dos elementos que o compõem, onde a conclusão é a da capacidade de distribuir a carga total igualmente por toda a superfície de contato com a amostra, bem como a possibilidade de acomodação dos movimentos relativos de juntas. O sistema foi construído e utilizado sem quaisquer alterações em seu projeto e concepção.

FIGURA 2.9 - Projeto do Equipamento de Carregamento (*apud* Heuer e Hendron, 1969)
Escala em Milímetros

Para a execução do ensaio foi necessária a montagem de uma estrutura de reação que deveria ser rígida e eficaz para suportar as cargas aplicadas. Utilizou-se para isto um pórtico adquirido pelo Departamento de Geotecnia para ensaios de cisalhamento direto e compressão biaxial. Com o auxílio do Departamento de Estruturas da EESC/USP efetuou-se o cálculo e projeto do pórtico de reação, que pode ser visto na Figura 2.11.

2.3.3.2 Instrumentação e Registro

As variáveis a serem registradas durante a realização dos ensaios podem ser incluídas em dois grupos: um relativo ao carregamento imposto à amostra e outro aos deslocamentos decorrentes.

As cargas aplicadas pelos atuadores foram monitoradas por duas células de carga, do tipo Transdutech com capacidade de 50tf e 100tf, instaladas entre os mesmos e o arranjo de carregamento. Os dados adquiridos foram registrados por um sistema de aquisição de dados, desenvolvido no laboratório de estruturas metálicas da EESC/USP.

Para medição dos deslocamentos fez-se uso de cinco transdutores de deslocamentos fixados em locais estratégicos (Figura 2.10). A instrumentação é instalada com antecedência de vinte e quatro horas à execução do ensaio. Durante este período garante-se a perfeita fixação dos transdutores à amostra. Os transdutores têm resolução de 0,01mm e curso total de 10mm, já que grandes deslocamentos não eram esperados. Os deslocamentos eram registrados pelo mesmo sistema de aquisição de dados, que possui disponíveis 99 canais.

FIGURA 2.10 - Detalhe da Amostra Instrumentada e do Arranjo de Carregamento

2.3.3.3 Execução do Ensaio

Depois da moldagem, da cura, da retificação e da instalação da instrumentação a amostra é transportada até o local de ensaio de maneira cuidadosa em carro-de-mão forrado por espumas, para impedir o desenvolvimento de fissuras indesejáveis.

Conectados os instrumentos ao sistema de aquisição de dados, inicia-se o carregamento. Como nesta pesquisa os atuadores são de controle

manual, macaco hidráulico, é de extrema importância que esse seja realizado em etapas, definidas por intervalos de 25KN. Até se atingir o carregamento de 50KN a imposição da carga é simultânea nos dois atuadores. Posteriormente a tensão de confinamento é mantida constante e os acréscimos restringem-se à tensão axial. As etapas são cumpridas até que ocorra a ruptura, ou seja, não haja mais possibilidade de acréscimo de carregamento. Desse ponto em diante os dados continuam a ser registrados até que tendam à estabilidade. Na Figura 2.11 tem-se a visão geral da montagem do ensaio.

FIGURA 2.11 - Vista Parcial da Montagem do Ensaio Biaxial

CAPÍTULO III

RESULTADOS E ANÁLISES

3.1. INTRODUÇÃO

São apresentados neste capítulo os resultados de 65 ensaios realizados nesta pesquisa, sendo 47 de compressão simples, 05 de cisalhamento direto e 13 biaxiais. Faz-se a observação que os ensaios foram realizados após transcorridos os 28 dias de cura, exceto aqueles para caracterização da argamassa.

3.2. ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES

Estes ensaios podem ser divididos em duas baterias segundo a proposta de execução. Na primeira bateria foram realizados oito ensaios na busca da caracterização da argamassa que seria usada na confecção dos corpos de prova. Os corpos de prova são cilíndricos com 10 cm de altura e 5 cm de diâmetro. Os resultados desses ensaios são apresentados na Tabela 3.1.

TABELA 3.1 - Caracterização da Argamassa

CP	Traço	Q_u [MPa]	$Q_{u \text{ méd}}$ [MPa]	ρ [g/cm ³]	Massa [g]
01	1:5	4,27		1,974	384,27
02	1:5	5,19	4,49	2,030	397,02
03	1:5	4,03		2,005	391,00

04	1:8	1,97		1,841	367,43
05	1:8	2,15	1,92	1,857	368,68
06	1:8	1,65		1,867	368,55
07	1:11	0,41		1,752	349,67
08	1:11	0,31	0,36	1,799	349,67

A segunda bateria de ensaios compreende os 39 ensaios realizados para o controle da argamassa utilizada na moldagem das amostras. Como já foi dito anteriormente, em cada moldagem de corpos de prova para o ensaio biaxial, eram também moldados três corpos de prova cilíndricos para o controle da argamassa. A Tabela 3.2 apresenta esses resultados.

TABELA 3.2 - Monitoramento da Argamassa

AMOSTRA	ENSAIOS						
	Amostra a qu [MPa]	Amostra b qu [MPa]	Amostra c qu [MPa]	E [GPa]	Desvio Padrão	qu [MPa]	Desvio Padrão
P01	7.14	9.99	10.10	2.29	0.71	9.08	1.68
P01A	9.22	7.03	7.35	1.16	0.80	7.87	1.18
P02	8.66	8.24	8.07	1.35	0.41	8.32	0.30
P03	10.39	8.44	8.27	1.82	0.85	9.03	1.18
P04	7.79	8.82	9.17	1.43	0.52	8.59	0.72
P05	10.35	8.37	9.32	1.38	0.81	9.35	0.99
P06	9.31	5.97	7.94	1.57	0.95	7.74	1.68
P07	7.15	8.53	7.1	1.49	0.80	7.59	0.81
P07A	7.85	8.65	7.4	1.89	1.59	7.30	0.63
P08	7.12	6.99	7.5	1.25	0.98	7.20	0.26
P09	7.13	8.58	8.58	1.16	0.16	8.10	0.84
P10	6.98	8.44	7.11	1.26	0.75	7.51	0.81
P10A	8.99	9.98	9.87	1.80	1.07	9.61	0.54

É possível observar uma diferença entre os valores obtidos na Tabela 3.1 e os apresentados Tabela 3.2 sendo que o traço de 1:5 é o mesmo para ambos. Tal diferença é justificada pelo tempo de cura dos

corpos de prova, no primeiro caso a cura foi de 7 dias e no segundo de 28 dias.

3.3. ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

Os cinco ensaios de cisalhamento direto realizados permitiram traçar a envoltória de resistência da descontinuidade apresentada na Figura 3.1, onde $C = 0,234 \text{ MPa}$ e $\phi = 6^\circ$. Os corpos de prova tem a forma quadrada com 10cm de lado.

FIGURA 3.1 - Envoltória de Resistência da Descontinuidade

3.4. ENSAIOS BIAXIAIS

Foi realizado um total de 13 ensaios biaxiais em amostras com fraturamento não-persistentes. Esses ensaios permitiram, entre outros resultados, a caracterização de quatro modos de ruptura predominantes. A Tabela 3.3 apresenta de maneira resumida esses resultados que serão

descritos a seguir, onde σ_f e τ_f são os valores das tensões no plano de fraturamento.

TABELA 3.3 - Resultados dos Ensaios Biaxiais

Amostra	β°	K	d [cm]	qu [MPa]	σ_f [MPa]	τ_f [MPa]	Modo de Ruptura
P01	60°	0.588	5.0	9.08	7.45	4.22	Stepping
P01A	60°	0.588	5.0	7.87	6.16	3.46	Multi-Stepping
P02	60°	0.74	5.0	8.32	4.61	2.58	Stepping
P03	60°	0.588	2.5	9.03	5.40	3.02	Multi-Stepping
P04	60°	0.74	2.5	8.59	4.61	2.58	Multi-Stepping
P05	45°	0.588	2.5	9.35	3.31	2.98	Multi-Stepping
P06	45°	0.74	2.5	7.74	3.08	2.70	Multi-Stepping
P07	45°	0.588	5.0	7.59	2.89	2.58	Combinada
P07A	45°	0.588	5.0	7.30	2.80	2.50	Combinada
P08	45°	0.74	5.0	7.10	3.39	3.09	Combinada
P09	30°	0.588	5.0	8.10	2.30	3.17	Longo da Junta
P10	30°	0.74	5.0	7.51	1.85	2.30	Longo da Junta
P10A	30°	0.74	5.0	9.61	2.07	2.77	Longo da Junta

Não foi possível, nessa pesquisa, realizar ensaios que permitissem a caracterização da envoltória de resistência do material intacto. A envoltória apresentada é uma adaptação daquela obtida por Muhammad (1992), onde o ângulo de atrito é o mesmo apresentado pelo citado autor mas a resistência à compressão simples é um dos resultados dessa pesquisa. Assim os parâmetros de resistência do material intacto são $\phi = 33^\circ$ e $C = 2,2$ MPa.

Por não terem sido realizados ensaios para determinação da resistência à tração do material, esse dado foi adquirido pela relação apresentada por Paul *et al* (1986, apud Muhammad, 1992), que diz que a

razão entre a resistência à compressão simples (q_u) e a resistência à tração (q_t) do material é: $q_u/q_t = 19$.

3.4.1 Modos de Ruptura

3.4.1.1 STEPPING

O modo de ruptura stepping caracteriza-se principalmente pela configuração da superfície de ruptura na amostra ensaiada, que assemelha-se a estrutura de kinks e chevron como pode ser visto na Figura 3.2.

FIGURA 3.2 - Perfil do Modo de Ruptura Stepping

Iniciando-se no canto inferior direito a propagação dá-se por cisalhamento ao longo da junta nos planos de fraturamento e ruptura do material intacto nas regiões entre dois desses planos, de modo a desenvolver-se na diagonal até atingir o canto superior esquerdo.

Citando o trabalho de Ashby & Verral (1977) a porção de ruptura do material intacto na ruptura stepping dá-se por tração. A Figura 3.3 apresenta uma amostra com modo de ruptura stepping bem definido.

FIGURA 3.3 - Ruptura Stepping

Figura 3.4 - Esquema do Modo de Ruptura Stepping

O modo de ruptura stepping desenvolveu-se em amostras com orientação de 60° em relação ao carregamento axial e espaçamento, d , de 5,0 cm entre os planos de fraturamento, independentemente da persistência.

A Figura 3.5 apresenta os resultados dos ensaios acima citados. As envoltórias de resistência do material intacto e da junta também são apresentadas como limites extremos de resistência.

FIGURA 3.5 - Ruptura Stepping. Juntas Orientadas de 60°

3.4.1.2 MULTI-STEPPING

O desenvolvimento desse modo de ruptura dá-se pela ocorrência simultânea de várias superfícies de ruptura stepping, sendo o padrão de propagação da ruptura o mesmo descrito anteriormente. A Figura 3.6 apresenta a amostra P05 que exemplifica o modo de ruptura multi-stepping.

FIGURA 3.6 Ruptura Multi-Stepping

Figura 3.7 - Esquema do Modo de Ruptura Multi-Stepping

Para análise dos ensaios o tratamento dos dados nos gráficos é semelhante àqueles da ruptura stepping, isso se dá porque a diferença entre os dois modos de ruptura está no número de superfícies desenvolvidas, sendo portanto possível considerá-los de maneira análoga.

As amostras que desenvolveram esse modo de ruptura têm em comum o valor do espaçamento entre os planos de fraturamento de 2,5

cm, que parece ser o fator determinante para sua ocorrência. A Figura 3.8 apresenta os resultados experimentais.

FIGURA 3.8 - Ruptura Multi-Stepping em Juntas Orientadas de 60°

Mas nem todas as amostras que seguiram esse padrão de ruptura têm $\theta=60^\circ$. Na Figura 3.9 encontram-se os resultados de amostras com orientação de 45° que desenvolveram várias superfícies em degraus (Multi-Stepping).

FIGURA 3.9 - Ruptura Multi-Stepping em Juntas Orientadas de 45°

3.4.1.3 AO LONGO DA JUNTA

Esse modo de ruptura caracteriza-se pela desenvolvimento da superfície de ruptura em um único plano de fraturamento. A propagação dá-se pelo cisalhamento ao longo da descontinuidade nas regiões das juntas e pelo cisalhamento da ponte rochosa nas regiões em que essas se fazem presentes. A superfície de ruptura é portanto coincidente com o plano de fraturamento, podendo ocorrer apenas uma ou mais superfícies, Figuras 3.10 e 3.11.

FIGURA 3.10 - Ruptura ao Longo da Junta

Figura 3.11 - Esquema do Modo de Ruptura ao Longo da Junta

O atributo da descontinuidade que parece controlar a ocorrência da ruptura ao longo da junta é a orientação em relação ao carregamento axial. As amostras que desenvolveram esse modo de ruptura foram aquelas de menor inclinação, ou seja $\beta = 30^\circ$, independentemente da variação dos outros atributos.

A Figura 3.12 apresenta o resultado dos ensaios cuja ruptura deu-se ao longo do plano de fraturamento.

FIGURA 3.12 - Ruptura ao Longo da Junta. $K=0,588$ e $K=0,74$

3.4.1.4 COMBINADA

O modo de ruptura combinada recebe esse nome por apresentar em regiões distintas o desenvolvimento de dois ou mais dos outros modos já apresentados, não havendo predomínio de nenhum deles na amostra. As Figuras 3.13 e 3.14 apresentam a ocorrência desse modo de ruptura.

FIGURA 3.13- Ruptura Combinada

Figura 3.14- Esquema do Modo de Ruptura Combinado

As amostras que desenvolveram esse modo de ruptura apresentam valores iguais de $\beta = 45^\circ$ e $d = 5,0$ cm, já a persistência assume valores distintos de 0,588 e 0,74, o gráfico apresentado na Figura 3.15 mostra o resultado desses ensaios.

FIGURA 3.15 - Modo de Ruptura Combinada

3.4.2 Influência dos Atributos nos Valores de Resistência

Com os resultados obtidos nos ensaios é possível analisar a influência dos atributos na resistência da amostra. Mas deve-se sobretudo reportar à esta análise a ocorrência de diferentes modos de ruptura. Isto porque o desenvolvimento da superfície de ruptura vem da interação mecânica dos atributos da amostra, sendo assim, embora os dados sejam apresentados segundo as características de cada atributo em particular, os resultados devem ser analisados sob o reconhecimento da interação entre os mesmos.

3.4.2.1 Orientação

Neste trabalho, conforme já apresentado, as amostras variam em três valores de orientação: 30°, 45° e 60°. Para representação dos resultados os dados foram agrupado segundo os atributos das amostras, diferenciando-se apenas no atributo analisado.

Na Figura 3.16 é possível observar amostras com $d = 5,0$ cm e $K=0,588$. Variando as inclinações os valores de resistência diminuem ao diminuirmos os valores dos ângulos. Além dos valores de orientação a única diferença entre as amostras é o modo de ruptura; P01: stepping, P07: combinada e P09: ao longo da junta.

FIGURA 3.16 - Orientação. $d=5.0$ e $K=0.588$

Os dados dos ensaios em amostras com $d=5.0$ cm e $K=0.74$ são apresentados na Figura 3.17. É possível notar uma discreta faixa de concentração nos valores de resistência, que não variam muito, independentemente do modo de ruptura. A persistência nesse caso é alta, o que talvez possibilite sua atuação como atributo predominante no processo de ruptura, não importando a inclinação entre o ângulo do plano de fraturamento e o carregamento axial, nos casos estudados.

FIGURA 3.17 - Orientação. $d = 5,0$ cm e $K=0,74$

3.4.2.2 Espaçamento

Segundo Muhammad (1994) "o espaçamento d entre as fileiras de juntas não teve nenhuma influência na resistência das juntas que apresentam ruptura ao longo da junta". O autor também cita que: "a ruptura ao longo da junta foi observada ser o mecanismo de ruptura dominante nas amostras com juntas com menor ângulo em relação à carga axial".

Sendo assim os valores de espaçamento estudados neste trabalho 2,5 cm e 5,0 cm foram adotados somente nas amostras com 45° e 60°, já aquelas com 30° somente o espaçamento de 5,0 cm foi utilizado.

A Figura 3.18 apresenta as amostras com espaçamento de 2,5 cm. Nessa configuração é possível perceber uma zona de concentração havendo uma variação pequena nos valores de resistência. Pode-se constatar que a variação da orientação interfere pouco nesses valores, sendo a pouca variação decorrente da persistência.

Amostra	Θ	d	k
P03	60	2,5	0,588
P04	60	2,5	0,74
P05	45	2,5	0,588
P06	45	2,5	0,74

FIGURA 3.18 - Espaçamento $d = 2,5$ cm

As amostras com espaçamento $d = 5,0$ cm representam a maioria das amostras ensaiadas e já não apresentam mais a mesma

concentração de valores. Sob essas configurações é possível notar não só a influência da orientação como da persistência na resistência dessas amostras. A Figura 3.19 mostra esses resultados.

FIGURA 3.19 - Espaçamento d = 5,0 cm

3.4.2.3 Persistência

O grau de persistência, K , é definido como a razão entre o comprimento total da junta, L_j , e o comprimento do segmento composto pela junta e pela ponte rochosa $L_j + L_r$. Os graus de persistência estudados nesta pesquisa, $K=0.588$ e $K=0.74$, apresentam resultados bastante interessantes. Além daqueles já apresentados, nas discussões sobre orientação e espaçamento, pode-se através dos gráficos das Figuras 3.20a e 3.20b perceber a predominância da persistência, dentre os atributos de uma amostra, na influência dos valores de resistência.

As amostras com $K=0.588$ são aquelas com segmentos de junta menores, ou seja com maiores valores de segmentos da ponte rochosa. Os dados dos ensaios realizados nessas amostras apresentados na Figura 3.20a mostram a distribuição de valores de resistência segundo a interação mecânica do atributo persistência com os outros dois e ainda segundo o modo de ruptura, conforme já analisado. Já as amostras com $K=0.74$, ou seja aquelas com maiores valores de segmento de junta e menores de ponte rochosa, têm seus valores de resistência com variações bem menores que as anteriores. Nesse caso a persistência pode estar predominando, sob todos os outros aspectos, nos os valores de resistência das amostras.

Amostra	θ	d	k
P01	60°	5,0	0.588
P01a	60°	5,0	0.588
P03	60°	2,5	0.588
P05	45°	2,5	0.588
P07	45°	5,0	0.588
P07a	45°	5,0	0.588
P09	30°	5,0	0.588

FIGURA 3.20a - Persistência $K = 0.588$

Amostra	α	d	k
P02	60°	5,0	0,74
P04	60°	2,5	0,74
P06	45°	2,5	0,74
P08	45°	5,0	0,74
P10	30°	5,0	0,74
P10a	30°	5,0	0,74

FIGURA 3.20b - Persistência. $K = 0.74$

CAPÍTULO IV

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

A pesquisa bibliográfica realizada, a execução dos ensaios e a análise dos dados apresentados neste trabalho permitem as conclusões que se seguem.

4.1. PROJETO E EXECUÇÃO

O modelo físico adotado corresponde às expectativas de representação do maciço de maneira satisfatória, atribuindo-lhe características de homogeneidade e integridade imprecidíveis.

O caixa de moldagem desenvolvida na pesquisa mostrou-se eficiente podendo sofrer, para trabalhos futuros, melhoramentos em seu projeto quanto ao modo de colocação da argamassa e fixação de alças que facilitem seu transporte. As chapas de aço reforçadas garantiram a geometria da amostra impedindo seu abaulamento e conferindo à mesma um bom acabamento.

A possibilidade da moldagem das amostras conjuntamente à introdução das descontinuidades é uma das grandes vantagens desenvolvidas nesta pesquisa. Sendo o maciço, matriz e descontinuidades, constituído por um único "corpo" descarta-se a

possibilidade de mal encaixe e rotação apresentadas nos modelos constituídos por vários elementos agrupados.

A argamassa, como material de modelagem, é de fácil acesso, porém de difícil confecção. Por serem as amostras de médio porte a quantidade de materiais, areia e cimento, utilizados torna difícil o manuseio. A secagem e peneiramento de grandes volumes de areia são processos trabalhosos, principalmente o peneiramento manual. A mistura também requer argamassadeira elétrica e mesa vibratória, ambas de médio porte. No caso de utilização da argamassa convém experimentar o uso de areia fina e para buscar a padronização das amostras recomenda-se adquirir o material em um só lote. O cimento deve ser armazenado envolto em lonas e colocado em ripas de madeira a alguns centímetros do chão em local coberto.

As lâminas de filme de poliéster funcionaram perfeitamente como descontinuidades do maciço, com as vantagens de: custo barato, fácil aquisição e manuseio, e não aderência à argamassa.

Os ensaios de compressão simples transcorreram bem, por já serem consagrados e terem sido realizados por mão-de-obra especializada na prensa servo-controlada.

A caracterização da envoltória de ruptura das juntas, por ensaios de cisalhamento direto, atua como uma idealização do limite inferior dos valores de resistência. Para questões mais detalhadas recomenda-se a execução de outros ensaios, em equipamentos mais direcionados para a situação.

Não foi possível, neste trabalho, a execução de ensaios que permitissem conhecer a envoltória de resistência do material intacto. Para pesquisa futuras torna-se imprescindível a realização desses ensaios.

Quanto aos ensaios biaxiais, sua execução foi mais que satisfatória. Do pórtico utilizado aos detalhes de implementação ocorreu o esperado. O arranjo de carregamento seguiu à descrição de seu projeto com distribuição uniforme de carga, e permitindo a dilatação da amostra devido a movimentação relativa dos planos de fraturamento.

A rotina desenvolvida, para execução dos ensaios biaxiais, foi bastante satisfatória. Melhorias podem ser realizadas com o uso de atuadores automáticos de carregamento e com um sistema de aquisição contínua de dados durante o ensaio.

4.2. MODOS DE RUPTURA

Os modelos ensaiados apresentaram quatro modos de ruptura distintos: stepping, multi-stepping, ao longo da junta e ruptura combinada. Todos os modos têm características próprias que permitem facilmente a distinção entre eles.

A ruptura stepping dá-se por cisalhamento ao longo da junta e ruptura por tração do material intacto. A superfície de ruptura desenvolvida segue a distribuição de tensões descrita por Ashby e Verral (1977) onde as regiões superior direita e inferior esquerda das pontas das juntas são regiões onde se concentram tensões de compressão, enquanto nas regiões superior esquerda e inferior direita predominam as tensões de tração.

Somente as amostras com planos de fraturamento menos inclinados, 60° , apresentaram este modo de ruptura. Além da inclinação as amostras têm comum espaçamento de 5,0cm. A variação na persistência em nada influenciou a ocorrência de ruptura do tipo stepping.

De ocorrência mais expressiva entre os modos de ruptura está o tipo multi-stepping. Não só o perfil da superfície de ruptura, como o seu desenvolvimento, é o mesmo do tipo stepping. A diferença entre os dois está na quantidade de superfícies rompidas, neste modo ocorre o que pode ser denominado uma região de ruptura, onde desenvolve-se mais que uma superfície.

O que chama a atenção na configuração das amostras é o fato de todas apresentarem em comum o espaçamento entre planos de fraturamento de 2,5cm. Os valores de orientação e persistência parecem não influenciar no desenvolvimento desse modo de ruptura.

A ruptura ao longo da junta ocorreu invariavelmente nas amostras cuja orientação dos planos de fraturamento é menor. Aos 30° de orientação o cisalhamento que se inicia nas discontinuidades segue pela ponte rochosa na direção do plano de fraturamento, ocorrendo em vários planos indistintamente.

O modo de ruptura do tipo combinada desenvolveu-se em amostras com orientação de 45° , espaçamento $d=5,0\text{cm}$ para quaisquer valores de persistência. O que ocorre é o desenvolvimento de várias superfícies de ruptura, por toda a amostra, em uma combinação dos modos anteriores. Há ocorrência de cisalhamento nas discontinuidades, nas pontes rochosas e ruptura por tração do material intacto.

4.3. INFLUÊNCIA DOS ATRIBUTOS

Ao modificar os valores de orientação do plano de fraturamento em relação ao carregamento axial nota-se alterações substanciais na resistência das amostras, aos menores ângulos correspondem os

menores valores de resistência. Os corpos de prova com maior espaçamento entre os planos de fraturamento e menor valor de persistência apresentam esse comportamento, mais nitidamente. Apenas algumas amostras com orientação de 45° destoam desse padrão. Já nos casos de espaçamentos menores, $d=2,5\text{cm}$, não há variação na resistência ao mudar-se a orientação.

Quanto aos modos de ruptura a orientação é bastante marcante, como dito anteriormente, e recomenda-se para pesquisas futuras uma investigação mais ampla nas amostras com 45° , que precisam de um detalhamento maior.

Quanto ao espaçamento este parece influenciar tanto os modos de ruptura quanto a resistência, nos casos em que $d=2,5\text{cm}$ nota-se a predominância deste sobre os outros atributos tanto em um, quanto em outro aspecto. A exceção é dada às amostras que romperam ao longo do plano de fraturamento. Apesar de Muhammad (1994) citar que: "o espaçamento d entre as fileiras de juntas não teve nenhuma influência na resistência das juntas que apresentam ruptura ao longo da junta" acredita-se ser necessário a realização de ensaios com amostras orientadas de $\beta = 30^\circ$ e $d = 2,5\text{cm}$. Tendo a pesquisa aqui apresentada revelado que $\beta = 30^\circ$ condiciona o modo de ruptura ao longo da junta e $d = 2,5\text{ cm}$ determina a ruptura stepp, que resultado teríamos no caso de amostras com a configuração acima? Caso seja Stepping será mais um indício de que o espaçamento controla o modo de ruptura.

A persistência da descontinuidade é decisiva na resistência do maciço sob qualquer configuração. Para valores maiores de persistência têm-se menores valores de resistência, a maior influência da persistência nos valores de resistência está nas amostras com orientação $\beta=60^\circ$. Não foi observada a atuação desse atributo na ocorrência do modo de ruptura.

Percebe-se a importância do estudo dos atributos de um maciço e de suas interações para um melhor conhecimento do seu comportamento mecânico. Sobretudo da persistência que deve continuar a ser pesquisada em variações maiores.

Os modos de ruptura se estudados em maior detalhamento podem ser melhor relacionados aos atributos e principalmente à resistência.

O Critério de Mohr-Coulomb utilizado neste trabalho não é o ideal para as amostras ensaiadas, sendo este mais indicado à meios contínuos e homogêneos, fato que não se aplica a modelos fraturados. Indica-se a adoção de um outro critério, em pesquisas futuras, onde seja possível a consideração da heterogeneidade do meio.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA - ABGE (1983). *Métodos para descrição quantitativa de descontinuidades em maciços rochosos*. Tradução n.12. São Paulo, 134p.

BARTON, N.R. (1971). *The shear strength of rock and rock joints*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, v.13, p. 255-79.

BARTON, N.R. (1973). *Review of a new shear strength criterion for rock joints*. Engineering Geology, v.4. p.287-332.

BARTON, N.R. (1976). *The shear strength of rock and rock joints*. International Journal Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstract. v.13. p.255-79. Pergamon Press.

BARTON, N.R. (1995). *Influência das propriedades das graturas na modelação dos maciços rochosos*. 8th ISRM Congress, Tokyo. Tradução CBMR - 1996.

BORTOLUCCI, A.A. (1993). *Modelo de ruptura em compressão de materiais frágeis baseado na mecânica de fratura e aplicado ao efeito escala*. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

BROWN, E.T.; TROLLOPE, D.H. (1970). *Strength of model of jointed rock*. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division American Society of Civil Engineers, 96, SM 2. p.685-704.

CELESTINO, T.B.; GOODMAN, R.E. (1979) . *Path dependency of rough joints in bi-direcional shearing*. Proceedings, 40 Congress of the International Society for Rock Mechanics. Montreux, v.1, p.91-98.

- CELLA. P.R.C.; COSTA FILHO, L.M.; DOBEREINER, L. & NUNES, N. (1990) *Estudo da estabilidade de taludes da mina de Pedra Azul*. Anais 6º CBGE/ IX COBRAMSEF, Salvador.
- CELLA. P.R.C. (1991). *A Mecânica das Rochas aplicada a obras mineiras*. Escola de Engenharia de São Carlos. USP, São Carlos. Seminários Gerais em Geotecnia. 71p.
- CELLA. P.R.C. (1993). *Aplicação do método dos elementos distintos, com modelo de juntas de Barton-Bandis, para as análises de um ensaio de cisalhamento direto "in situ" e de um talude de mineração*. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- CLÁUVER AGUIAR, C.; CELESTINO, T.B.; TAKEYA, T.; BORTOLUCCI, A.A. (1996). *Resistência de Maciços com Juntas Não-Persistentes. Influência de Diversos Atributos*. 8º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia. Rio de Janeiro. p. 85-94.
- EINSTEIN, H.H. et al (1981). *The effect of discontinuity persistence on rock slope stability*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics. v.20, nº5, 1981. p.227-36.
- ERGUN, I. (1970) *Stress distribution in jointed media*. Proceedings, 2nd Congress of the International Society for Rock Mechanics. Beograd, paper 2-31. p. 497-507.
- FERNANDES JR. J.L. (1986). *Comportamento das juntas rugosas no cisalhamento bi-direcional*. Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos. Seminários Gerais em Geotecnia. 69p.
- FERREIRA, S.B. (1992). *Resistência ao cisalhamento de descontinuidades preenchidas*. Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos. Seminários Gerais em Geotecnia. 75p.
- FRANKLIN, J.A.; DUSSEAUULT, M.B. (1989). *Rock Engineering*. McGraw-Hill.

- GAMA, E.M. (1994). *Tecnologia de ponta em ensaios mecânicos de laboratório com rochas*. São Paulo, Solos e Rochas, 17, (2): 131-143., Agosto.
- GOODMAN, R.E. (1976). *Methods of geological engineering in discontinuous rocks*. West Publishing Co., St. Paul, Min.
- GOODMAN, R.E. (1980). *Introduction to rock mechanics*. New York, Wiley.
- HAYASHI, M. (1966). *Strength and dilatancy of brittle jointed mass - The extreme value stochastics and anisotropic failure mechanism*. Proceedings 1st. Congress International Society of Rock Mechanics. Lisbon, v.1. p.295-501.
- HEUR, R.E.; HENDRON, A.J., (1969). *Geomechanical model of behavior of underground openings in rock subjected to static load*. Report 1, Development of Modeling Techniques, Contract Report N-69-1, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, Vicksburg, Ms, February, p.209.
- HOEK, E; BRAY, J.W. (1981). *Rock slope engineering*. 3 ed. London: The Institution of Mining and Metallurgy. 358p.
- HOEK, E. (1983). *Strength of jointed rock mass*. Geotechnique, 33. nº3. p.187-223.
- JENNINGS, J.E. (1972). *An approach to the stability for rock slopes based on the Theory of Limiting Equilibrium with a material exhibiting anisotropic shear strength*. Proceedings, 30 Symposium on Rock Mechanics, Illinois, published by American Society of Civil Engineering. p.269-302.
- LEAL GOMES, M.J.(1991). *Sugestões para uma abordagem do efeito de escala em maciços rochosos*. Geotecnia nº 62 - julho.

- KAWAMOTO, T. (1970). *Macroscopic shear failure of jointed e layered brittle media*. Proceedings, 2nd Congress of the International Society for Rock Mechanics. Beograd, paper 3-31. p. 215-221.
- KRSMANOVIC, D.; TUFO, M.; LANGOF, Z. (1966). *Shear strength of rock masses and possibilities of its reproduction on models*. Proceedings 1st. Congress International Society of Rock Mechanics. Lisbon, v.1. p.537-542.
- LADANYI, B.; ARCHAMBAULT, G. (1970) *Simulation of shear behaviour of a jointed rock mass*. Proceedings, 11th Symposium on Rock Mechanics, published by AIME, New York, p.105-205.
- LADANYI, B.; ARCHAMBAULT, G. (1972) *Evaluation de la resistance au cisaillement d'un massif rocheux fragmente*. Proceedings, 24th international Geology Congress, Montreal, Sec.130, p.105-125.
- LADANYI, B.; ARCHAMBAULT, G. (1980) *Direct and Indirect determination of shear strength of rock mass*". Preprint number 80-25 AIME Annual meeting Las Vegas, Nevada, 1980, pp. 1-16.
- LAJTAI, E.Z. (1969). *Strength of discontinuos rocks in direct shear*. Geotechnique, v.19, n.2, p.218-233.
- MARANHÃO, N. (1974). *Observations upon rupture and post-rupture behaviour of rocks under uniaxial compression tests*. Proc. 2nd International Congress Association Engineering Geological., São Paulo, Aug. 1974, v.1, IV.2.1-IV.2.10.
- MOGI, K., (1966). *Pressure dependence of rock strenght and transition from brittle frature to ductile flow*. Bulletin. Earthquake Research Institute, Japan, Vol.44, 1966, pp. 215-232.
- MUHAMMAD, J.S. (1992). *Strength of non- persistent rock joints*. Urbana 302p. Tese (doutorado) - University of Illinois at Urbana-Champaign.

- MULLER, L; PACHER, F. (1965) *Modellversuche zur Klärung der bruckgefahr geklüfteter median*. Felsmechanik and Ingenieurgeologie, Supp.II, 1965, pp. 7-24.
- NEWLAND, P.L. ; ALLELY, B.H. (1957). *Volume changes in drained triaxial testes on granular materials*. Geotechnique, v.7, n.1, March, p.7-34.
- NÓBREGA, C.A. (1985) . *Considerações sobre a caracterização da resistência e deformabilidade em rochas de baixa resistência através de ensaios em laboratório e in situ*. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 106p.
- NÓBREGA, C.A. (1994) . *Comportamento Mecânico de um Calcário Dolomítico e de Argamassa Submetidos a Carregamento Cíclico em Compressão Uniaxial*. São Carlos. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 224p.
- PATTON, F.D. (1966). *Multiple modes of shear failure in rock*. Proceedings 1st. Congress International Society of Rock Mechanics. Lisbon, v.1. p.509-513.
- PEREIRA DA SILVA, S.P.; VARGAS JR. E. (1986). *Um estudo experimental sobre a resistência ao cisalhamento de juntas intemperizadas*. II Simpósio Sul Americano de Mecânica das Rochas. Porto Alegre. Anais V.2, p.27-37.
- ROWE, P.W.; BARDEN, L.; LEE, I.K. (1964). *Energy componentes during the triaxial cell and direct shear tests*. Geotechnique, v.14, n.3, September, p.247-261.
- VALLEJO, L.E. (1989). *Fissure parameters in stiff clays under compression*. ASCE Journal of Geotechnical Engineering. V.115, n.09, September, p.1303-1317.

APÊNDICE I

Contém as curvas deslocamento-tensão axial dos ensaios biaxiais.

Curva Tensão x Deslocamento
Amostra P01

Curva Tensão x Deslocamento

Amostra P01A

Curva Tensão x Deslocamento
Amostra P02

Curva Tensão x Deslocamento
Amostra P03

Curva Tensão x Deslocamento
Amostra P04

Curva Tensão x Deslocamento
Amostra P05

Curva Tensão x Deslocamento
Amostra P06

Curva Tensão x Deslocamento
Amostra P07

Curva Tensão x Deslocamento
Amostra P07A

Curva Tensão x Deslocamento
Amostra P08

Curva Tensão x Deslocamento
Amostra P09

Curva Tensão x Deslocamento
Amostra P10

APÊNDICE II

Contém gráficos, $P/qu \times Q/qu$, das amostras agrupadas segundo seus atributos.

Amostra	O	d	k
P01	60	5,0	0,588
P01a	60	5,0	0,588
P07	45	5,0	0,588
P07a	45	5,0	0,588
P09	30	5,0	0,588

Influência da Orientação. $d = 5,0$ cm e $K = 0,588$

Amostra	O	d	k
P02	50	5,0	0,74
P08	45	5,0	0,74
P10	30	5,0	0,74
P10a	30	5,0	0,74

Influência da Orientação $d = 5,0$ cm e $K = 0,74$

Amostra	Θ	d	k
P03	60	2,5	0,588
P04	60	2,5	0,74
P05	45	2,5	0,588
P06	45	2,5	0,74

Influência da Orientação. $d = 2,5$ cm, $K = 0,588$ e $K = 0,74$

Amostra	θ	d	k
P05	45°	2.5	0,588
P07	45°	5.0	0,588
P07a	45	5.0	0,588

Influência do Espaçamento. $\theta = 45^\circ$ e $K = 0,588$

Amostra	θ	d	k
P06	45°	2.5	0,74
P08	45°	5.0	0,74

Influência do Espaçamento. $\theta = 45^\circ$ e $K = 0,74$

Amostra	Θ	d	k
P01	60°	5.0	0,588
P01a	60°	5.0	0,588
P03	60	2.5	0,588

Influência do Espaçamento. $\Theta = 60^\circ$ e $K = 0,588$

Amostra	θ	d	k
P02	60°	5.0	0,74
P04	60°	2.5	0,74

Influência do Espaçamento. $\theta = 60^\circ$ e $K = 0,74$

Amostra	Θ	d	k
P09	30°	5,0	0.588
P10	30°	5,0	0.74
P10a	30°	5,0	0.74

Influência da Persistência. $\Theta = 30^\circ$ e $d = 5,0$

Amostra	Θ	d	k
P05	45°	2,5	0.588
P06	45°	2,5	0.74

Influência da Persistência. $\Theta=45^\circ$ e $d=2,5$ cm

Amostra	θ	d	k
P07	45°	5,0	0.588
P07a	45°	5,0	0.588
P08	45	5,0	0.74

0.6

0.4

 Q/qu

0.2

0.0

0.0

0.2

0.4

0.6

 P/qu Influência da Persistência. $\theta=45^\circ$ e $d=5,0$ cm

P08

P07 e
P07A

33°

6°

Amostra	Θ	d	k
P03	60°	2,5	0.588
P04	60°	2,5	0.74

0.6

Influência da Persistência. $\Theta = 60^\circ$ e $d = 2.5$ cm

Amostra	θ	d	k
P01	60°	5,0	0.588
P01a	60°	5,0	0.588
P02	60	5,0	0.74

Influência da Persistência. $\theta = 60^\circ$ e $d = 5,0$ cm