

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA POLITÉCNICA

"ANÁLISE DE PARÂMETROS GEOMECÂNICOS DE
INTERESSE À LAVRA DE MINAS"

NESTOR KENJI YOSHIKAWA

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São
Paulo para obtenção do título de
Mestre em Engenharia Mineral.

Orientador:

Prof. Dr. Wildor Theodoro Hennies

São Paulo (SP)
1990

FD-1168

NESTOR KENJI YOSHIKAWA
Geólogo, Instituto de Geociências da USP

ANALISES DE PARAMETROS GEOMECANICOS DE INTERESSE

À LAVRA DE MINAS

Dissertação apresentada à
Escola Politécnica da USP
para obtenção do título de
Mestre em Engenharia
Mineral

Orientador: Prof. Dr. Wildor Theodoro Hennies, Depto de Minas

São Paulo, 1990

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. *Wildor Theodoro Hennies*, pela boa vontade demonstrada durante a fase de orientação, e por ter permitido a viabilização desta dissertação.

Ao Prof. Dr. *Antonio Stellin Jr.*, pelas sugestões valiosas dadas durante a disciplina Seminários Gerais;

Ao Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, IPT, que através da Divisão de Minas e Geologia Aplicada-DMGA na pessoa do então diretor o Geól. *Alvaro Rodrigues dos Santos* 1989, e também através da Divisão de Geologia de Engenharia e Mecânica de Rochas-DIGEM, a qual pertencço atualmente, na pessoa do seu Coordenador, o Eng. *Nilson Figueira Midea*, possibilitaram o desenvolvimento desta pesquisa.

Ao técnico de programação de linguagem computacional Sr. *Roberto José Vieira*, pela execução dos gráficos do tratamento estatístico.

Aos colegas, Engs. *Sergio Tadashi Sato* e *Lucio Flavio Maia Coelho*, e o Geól. *Fabio Taioli* pelas sugestões, críticas e análises feitas durante a execução do trabalho.

À Prof^a. *Angela Mie Nakamura*, pela revisão dos capítulos iniciais;

À secretária do Departamento de Minas da Escola Politécnica Sra. *Yukiko Osawa Rodrigues* (Beth), pelo apoio e atenção na condução dos trâmites administrativos

À bibliotecária *Maria Ines do Prado* e à assistente-aluna em biblioteconomia *Denise Rodrigues* pela orientação nas elaboração das referências bibliográficas.

SUMÁRIO

TÍTULO: ANÁLISE DE PARÂMETROS GEOMECÂNICOS DE INTERESSE À LAVRA DE MINAS. "

página

	RESUMO.....	1
1.	INTRODUÇÃO.....	4
2.	HISTÓRICO.....	7
3.	MECÂNICA DE ROCHAS E OS PARÂMETROS MECÂNICOS DE ROCHAS..	10
3.1	Introdução.....	10
3.2	Conceituação.....	10
3.3	Parâmetros geomecânicos.....	11
3.3.1	Fatores influentes nos parâmetros mecânicos das rochas..	11
3.3.1.1	Anisotropia e heterogeneidade.....	11
3.3.1.2	Microestrutura das rochas.....	14
3.3.1.3	Propriedades termais.....	18
3.3.1.4	Textura e estrutura da rocha.....	22
3.3.2	Propriedades físicas da rochas.....	25
3.3.2.1	Densidade específica.....	27
3.3.2.2	Porosidade e permeabilidade.....	28
3.3.3	Propriedades mecânicas dos corpos sólidos.....	31
3.3.3.1	Propriedades básicas.....	31
3.3.3.2	Elasticidade.....	31
3.3.3.3	Viscosidade.....	38
3.3.3.4	Plasticidade.....	39
3.4	Resistência e Ruptura.....	40
3.4.1	Critérios de ruptura de rochas e maciços rochosos.....	43
3.4.2	Mecanismo de ruptura.....	44
3.4.3	Critérios de ruptura.....	44
3.4.3.1	Teoria da tensão de cisalhamento máximo.....	45
3.4.3.2	Critério de tensão máxima - Rankine.....	46
3.4.3.3	Critério de deformação principal máxima.....	46
3.4.3.4	Critério de energia de deformação máxima.....	47
3.4.3.5	Critério de energia da distorção máxima.....	47
3.4.3.6	Critério de ruptura de Coulomb-Navier.....	51
3.4.3.6.1	Teoria do ângulo de atrito interno.....	51

página

3.4.3.6.2	Critério de Navier.....	53
3.4.3.7	Critério de ruptura de Mohr.....	56
3.4.3.7.1	Envoltória de Mohr.....	57
3.4.3.8	Critério de ruptura de Griffith.....	61
3.4.3.8.1	Modificações de Maclintock e Walsh.....	64
3.4.3.9	Critério de Bieniawski.....	64
3.4.3.10	Outras teorias para ruptura de rochas.....	66
4.	MECÂNICA DE ROCHAS E A ENGENHARIA DE MINAS.....	67
4.1	Conceitos gerais.....	67
4.1.2	Fenômenos importantes na parametrização mecânica.....	72
4.2	Mineração subterrânea.....	76
4.3	Interações funcionais na engenharia de minas.....	79
4.3.1	Geologia.....	80
4.4	Implementação de um programa de mecânica de rochas.....	81
4.4.1	Característica do local.....	81
4.4.2	Formulação de um modelo de mina.....	82
4.4.3	Análise do projeto.....	82
4.4.4	Monitoramento do desempenho do maciço rochoso.....	83
4.4.5	Análise retrospectiva.....	83
4.5	Exemplo de análise geomecânica visando a lavra.....	84
4.5.1	Rochas competentes.....	85
4.5.2	Rochas incompetentes.....	86
5.	CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA DE MACIÇOS ROCHOSOS.....	88
5.1	Classificação de Terzaghi.....	90
5.2	Classificação de Stini e Lauffer.....	92
5.3	Índice de qualidade da rocha - sistema Q.....	93
5.4	Classificação CSIR.....	94
5.5	Considerações finais sobre a classificação geomecânica..	95
6.	ESTABILIDADE DAS ESCAVAÇÕES MINEIRAS.....	103
6.1	Formulação genérica do problema de estabilidade.....	103
6.2	Exploração geológica.....	107
7.	EXEMPLO DE ANÁLISE PARAMÉTRICA.....	109
7.1	Introdução.....	109

	página
7.1.1	Objetivo.....110
7.2	Teoria de ruptura da rocha.....110
7.3	Critério Empírico de resistência desenvolvido por HOEK & BROWN.....111
7.3.1	Caraterísticas do critério.....114
7.3.2	Considerações sobre o critério.....115
7.4	Aplicações práticas.....118
7.4.1	Estabilidade de taludes.....118
7.4.2	Escavações subterrâneas.....119
7.5	Etapas de cálculos dos parâmetros.....120
7.5.1	Ensaio triaxiais em rochas intactas.....120
7.5.2	Ensaio triaxiais em rochas fraturadas.....121
7.5.3	Análise de dados de ensaios de cisalhamento.....121
7.6	Metodologia para tratamento de dados.....124
7.7	Apresentação dos resultados do exemplo.....126
7.8	Comentários finais.....126
7.8.1	Referentes à aplicação do critério.....126
8	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....134
9	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....137
ANEXO A	PROGRAMA COMPUTACIONAL DO CRITÉRIO EMPÍRICO.....149
ANEXO B	GRÁFICOS DE ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA167
ANEXO C	EXEMPLO DO BANCO DE DADOS.....194
ANEXO D	ANÁLISE CONCEITUAL DO ENSAIO DE CISALHAMENTO.....199

FIGURAS

CAPÍTULO 3 - MECÂNICA DE ROCHAS E OS PARÂMETROS MECÂNICOS DE
ROCHAS

	página	
3.1	Direções do cristal de sal e as medidas do módulo de Young.....	12
3.2	Histograma de resistência à compressão simples de ensaios em granito.....	14
3.2.1	Diagrama Schmidt- Lambert.....	17
3.3	Diagrama ilustrando a relação do número de juntas e localização do veio de minério e direção da escavação.....	18
3.4	Textura porfirítica.....	24
3.5	Representação da rocha com as fases.....	29
3.6	Minerais máficos típicos e índices de cor das rochas ígneas comuns.....	24
3.7	Ilustração mostrando a passagem do líquido através da rocha.....	30
3.8	Comportamento elástico.....	32
3.9	Ilustração de uma barra submetida a tração....	33
3.10	Ilustração da ação de uma força cisalhante....	35
3.11	Um corpo sólido em estado de compressão.....	37

3.12	Ilustração de cilindro interno a um outro contendo líquido.....	39
3.13	Ruptura frágil e dúctil.....	41
3.14	Plano de ruptura e a tensão no plano de ruptura.....	41
3.15	Critério de cedência pela teoria da tensão de cisalhamento máxima.....	46
3.15	Comparação dos critérios de ruptura num sistema de eixos com representação bidimensional.....	51
3.17	Estado de tensão pelo critério de Navier.....	55
3.18	Retas de Coulomb numa família de círculos de Mohr.....	56
3.19	Envoltória por retas.....	58
3.19a	Envoltória de curva parabólica.....	60
3.20	Angulo formado pela tensão principal maior com o plano de ruptura (2θ).....	60
3.21	Critério de Griffith	61
3.22	Critério de Griffith modificado.....	63
3.23	Critério de Bieniawski.....	65
3.24	Critério de Bieniawski.....	65

Capítulo 4 - A engenharia de minas e a mecânica de rochas	
4.1	Condições mecânicas do corpo mineral antes e após a mineração..... 69
4.2	O comportamento do maciço frente ao efeito de escala, ruptura do material na escavação..... 74
4.3	Principais tipos de escavação no método de lavra subterrâneo tipo realce..... 77
4.4	Interação entre grupos técnicos envolvidos na mineração..... 81
4.5	Fluxo do programa de mecânica de rochas..... 84
Capítulo 5 - Classificações Geomecânicas	
5.1	Diagrama simplificado representando o movimento de rochas em direção do túnel e transferindo-se as cargas ao redor da rocha..... 91
5.2	Ilustração do avanço(a) com vão livre S, e suportes colocados posteriormente (b)..... 92
5.3	Avaliação da pressão de suporte de acordo com a qualidade do maciço (Barton)..... 101
5.4	Categorias de suporte conforme a qualidade do maciço (Barton)..... 100
5.5	Comparação de classificações de maciços segundo a resistência a compressão..... 102

Capítulo 6 - Considerações sobre estabilidade

6.1	Algoritmo para solucionar problemas operacionais em mecânica de rochas.....	106
-----	---	-----

Capítulo 7 - Exemplo de aplicação paramétrica .

7.1	Envoltória de ruptura mostrando relação entre as componentes da tensão.....	114
7.2	Fluxograma da metodologia utilizada para tratamento de dados estatísticos.....	125

TABELAS

página

3.1	Anisotropia do módulo de Young em um cristal de sal.....	12
3.2	Média dos coeficientes de expansão termal das rochas nos EUA no intervalo de temperatura ambiente a 100 °C.....	21
3.3	Relação entre espessura de camada geológica e a variação de temperatura.....	19
3.4	Classificação da rocha ígnea.....	25
3.5	Densidade específica de alguns minerais.....	28
3.6	Relações mútuas entre as constantes elásticas.	30
4.1	Classificação de rocha para propósito do projeto.....	85
5.1	Classificação de Terzaghi.....	99
5.2	Classificação de Bieniawski.....	99

5.3	Tabela de ajustes de acordo com orientações de juntas e fraturas.....	99
7.1	Relações aproximadas entre a qualidade do maciço e as constantes da rocha.....	130
7.2	Valores obtidos pelo tratamento estatístico de dados.....	131
7.3	Valores obtidos pelo tratamento estatístico de dados separados por sub-grupos litológicos.....	132
7.4	Valores de M de maciços rochosos.....	133

RESUMO

O estudo de parâmetros mecânicos obtidos através de ensaios e testes de laboratório e "in situ" podem fornecer uma infinidade de dados qualitativos e quantitativos. Tais dados podem auxiliar, de uma maneira simples, muitos problemas verificados na fase de projeto e escavação visando a lavra de minas, bem como na caracterização do material para dimensionar equipamentos de escavação e fornecer características físicas para tratamento de minérios (cominuição).

As áreas ligadas aos estudos acima referidos, englobadas pela geotecnologia, são classificadas nos diversos países em diferentes sub-áreas ou ramos tais como: mecânica de solos, mecânica de rochas, geomecânica, geotecnia, engenharia de rochas, engenharia geológica (geologia de engenharia), etc.

No presente trabalho procurou-se restringir o estudo na área de engenharia de rochas e ou mecânica de rochas, na qual a utilização dos parâmetros mecânicos de rochas, é direcionada principalmente ao estudo de dimensionamento e estabilidade das estruturas rochosas.

Os tópicos abordados foram considerados e descritos com caráter prático de modo a abranger todos os aspectos que envolvem as rochas na relação engenharia de rochas versus natureza. (estado natural sem intervenção humana)

Na engenharia de rochas um dos aspectos mais estudados é relativo a resistência das rochas e maciços rochosos, com destaque aos critérios de ruptura que caracterizam o material para fins de projeto de dimensionamento das escavações em rochas. É conveniente lembrar que o estudo da deformabilidade é fundamental, no entanto tal discussão não foi abordada neste trabalho.

Também procurou-se apresentar como é feita uma análise estatística de resultados de ensaios de diversas litologias com o objetivo de se obter envoltórias de resistência aproximadas para o maciço rochoso correspondente as amostras ensaiadas em laboratório.

Os resultados da análise estatística bem como o programa computacional elaborado, se encontram em anexo.

ABSTRACT

The study of the mechanical parameters of rocks (geomechanical parameters) obtained from laboratory and "in situ" tests may provide several qualitative and quantitative data which may help in the solution many common problems found during the design and excavation phases in mines, as well as, ancillary in particular cases of exploitation and treatment through of physical tests in rocks.

The geotechnology, which comprises a series of areas which study the parameters mentioned, is divided internationally in many branches. These branches are: soil mechanics, rock mechanics, geomechanics, geotechnics, geological engineering, rock engineering, etc.

In this thesis we have focused the study, particularly the parameters from tests, to the area of rock engineering and/or rock mechanics, e. g., its content is related with descriptions and discussing that involves rocks only, since the utilization of such parameters are aimed to the design and stability study of rock structures.

The included items are considered and described in a practical manner in order to encompass all aspects about rocks engineering X nature.

One of the most important aspects studied by rock engineering is the failure criterion of rocks which characterize the material with respect its applicability as support in rock excavations.

This thesis also shows a example of statistics analysis of tests results of several litologies aimed to obtain strength characteristics of rock mass.

The anexed include a description in a simple manner, strength

tests and analysis performed, computer program list of statistical analysis and description of practical purposes index tests for rock material.

1 - INTRODUÇÃO

No meu campo de atuação profissional o objeto de estudo são as rochas e maciços rochosos, e durante as pesquisas realizadas em obras civis e mineiras, muitos profissionais destas áreas me indagavam a respeito de testes e ensaios para determinar características físicas dos materiais rochosos para diversos tipos de aplicação. Desde o conhecimento de conceitos básicos tais como fundamentos físicos da matéria, até a metodologia de certos ensaios padronizados. São questões a serem esclarecidas para a nossa mineração que devido a fatores de custo, se não pode lançar mão para aplicação deste conhecimento. Citando como exemplo: existem ensaios mecânicos com amostras de material rochoso que nos permitem comparar com parâmetros sísmicos, que estabelecem o tipo de maciço rochoso para escolha de equipamentos para escarificação? Ou seja, uma explicação sobre estes parâmetros pode esclarecer muitas dúvidas que ainda persistem sobre sua aplicabilidade nos diversos estágios da exploração mineral.

Portanto, visando uma divulgação maior para profissionais ligados a área de Engenharia Civil, Minas e Geologia de Minas, este trabalho pretende elucidar de uma forma sintética, todos os ensaios físicos e mecânicos, procurando correlacionar com as atividades de mineração principalmente, e esclarecer de uma forma discursiva a utilização, metodologia e como um programa de ensaios pré-determinados podem auxiliar na detecção de problemas construtivos ou mesmo num projeto de dimensionamento de cavidades ou estruturas de sustentação natural.

O objeto desta dissertação refere-se especificamente ao estudo de rochas e maciços rochosos com ou sem alteração e incluindo também a categoria de rochas "brandas" (weak rocks)

A geologia é uma ciência da Terra que tenta analisar e interpretar seus constituintes e os fenômenos de uma forma acadêmica. No entanto a maioria dos dados fornecidos por esta ciência servem para compreender e ponderar melhor a quantificação

de dados que se faz necessário para elaboração de um projeto de engenharia. Tais estudos são efetuados atualmente na sua maioria pela Mecânica de Rochas e pela Geologia de Engenharia, complementarmente utilizando dados fornecidos pela Mecânica dos Solos e da Engenharia Geotécnica

Nos últimos 40 anos foram desenvolvidos diversos ensaios visando quantificar uma característica física apresentada pela rocha ou pelo maciço rochoso. Os primeiros ensaios referem-se a solos e rochas alteradas efetuadas pela mecânica aplicada a solos. Atualmente pode-se traçar um limite no qual ensaios de solos diferem daqueles efetuados para rochas.

O desenvolvimento da técnica para ensaio de rochas permite atualmente selecionar mais de um ensaio para determinar uma característica física ou um comportamento face a uma solicitação mecânica. Mas este desenvolvimeto ao longo do tempo deu-se em diferentes ramos da Engenharia civil e da Engenharia de Minas, portanto com enfoques diferentes. Porém à medida que o estudo de cada ensaio se torna mais aprofundado, a tendência é correlacionar os parâmetros para se chegar a resultados úteis a quaisquer áreas nas quais o objeto é o estudo das rochas e seu comportamento diante de uma solicitação.

Genêricamente pode-se utilizar o termo caracterização tecnológica de matérias primas minerais quando da utilização de ensaios físicos e químicos para obtermos informações que parametrizam um determinado material rochoso. Muitos ensaios realizados na mineração na área de tratamento de minérios concentram-se na determinação de parâmetros que auxiliam a dimensionar e projetar métodos de cominuição, a fim de obter uma concentração mineral. Mas, no estudo direcionado para construção civil tal como material de empréstimo, faz se uma caracterização tecnológica através de ensaios e testes com enfoque totalmente diferente. Na engenharia civil, com a crescente utilização do material rochoso para construção, sentiu-se a necessidade de caracterizar o material para melhor uso. Desta forma, com o passar do tempo foram se padronizando diversos ensaios que possibilitam obter um número maior de informações acerca destes materiais.

Por outro lado, em grandes obras civis do tipo; barragens, taludes rodoviários/ferroviários etc., era necessário conhecer-se o comportamento do meio no qual a obra será construída. De certa forma teria de se caracterizar esse meio, e para isso foram estabelecidos também diversos ensaios e testes que pudessem caracterizá-lo. Concomitantemente na mineração, quando na fase de lavra a céu aberto e principalmente subterrâneo, com destaque à mineração de carvão, os estudos para estabilidade de escavações se desenvolveram com determinações de comportamento de maciços através de ensaios "in situ" e ensaios laboratoriais de materiais rochosos. Esses ensaios e testes atuam na fase de elaboração de projeto, bem como durante sua execução.

No campo da resistência das rochas e dos maciços, estão atualmente formuladas muitas teorias que tentam explicar de modo a prever o comportamento destes maciços rochosos, visando a escavação para fins mineiros e civis, sendo que a mais recente é discutida neste trabalho.

Através de um levantamento bibliográfico, tentou-se buscar as melhores definições de modo a mostrar um panorama geral que esclarecesse os parâmetros mecânicos, na sua totalidade estudados pela mecânica de rochas, detalhando aspectos de sua aplicação nos diversos problemas envolvendo a rocha e o maciço rochoso.

O enfoque principal é relacionado a atividades de mineração, coletando informações úteis aos profissionais da área, particularmente na área de exploração mineral, discutindo os conhecimentos sobre a rocha em si, e dissertando sobre propriedades tecnológicas, mecânicas e critérios de ruptura dos maciços rochosos.

A partir deste trabalho acredita-se que se possa ter uma visão melhor, de modo que o profissional possa correlacionar estes conceitos com suas necessidades que surgirem das operações mineiras.

Dentro desta ótica, apresenta-se no capítulo 7 um exemplo de análise paramétrica de dados coletados em laboratório, que tratados, são úteis para o dimensionamento de taludes e galerias subterrâneas.

2 - HISTÓRICO

O estudo de parâmetros geomecânicos está subdividido em diversas áreas. Considerando-se que tais parâmetros referem-se a solos e rochas, quanto ao seu comportamento mecânico, é conveniente ter-se diversas áreas que estudem os parâmetros sobre diferentes enfoques porém convergentes na solução dos problemas.

A denominação destas áreas, bem como o assunto aqui tratado, possui diferenças e sobreposições respectivamente em diversos países.

A Sociedade Internacional de Mecânica de Rochas (ISRM) tem a proposta de englobar todos os ensaios mecânicos e testes físicos referentes a rochas, de modo a padronizar os procedimentos destes ensaios. Outras denominadas ciências como a Engenharia de Rochas (Rock Engineering) e a Geomecânica (Geomechanics) possui uma atuação mais ampla e estuda também os mesmos parâmetros.

Denominações como; Geotecnologia (EUA); Geomecânica (Israel, Portugal); Geotécnica (Portugal); Geologia de Engenharia (França, EUA); Engenharia de Rochas (EUA), também estudam estes parâmetros que são objetos deste trabalho.

Segundo Franklin, 1984 [1], a geologia de engenharia inclui a engenharia de solos e rochas, que sob o ponto de vista da geologia "pura" são tratadas diferentemente. A geologia "pura" tenta compreender a gênese da rocha, sendo que geologia de engenharia tenta prever o comportamento dos materiais naturais, tais como como agregados e materiais de preenchimento e a estabilidade de escavações.

Através da publicação "Recomendações de ensaios e procedimentos em mecânica de rochas" da ISRM, 1981 [2], o autor considerou quais os parâmetros mecânicos a serem abordados, pois a maior parte das explorações mineiras enfrentam como obstáculos rochas durante a escavação.

O conhecimento das características da rocha se faz necessário

desde a mais remota antiguidade, quando o homem habitava em cavernas, ou egípcios que construíram seus túmulos e os gregos com seus santuários e edificações com estrutura em rochas.

Na era pré-cristã desenvolveu-se trabalhos subterrâneos, quando construiu-se uma galeria inclinada com 100m de profundidade.

Nos últimos 100 anos concentram-se todas as inovações neste campo, sendo que em 1876 foi inventado o dinamite e o AN/FO, e posteriormente os detonadores elétricos (1876). Já em 1881 surgiram os equipamentos para escavação de túneis - TBM (Tunnel Boring Machine).

Somente após o surgimento dos explosivos é que passou-se a preocupar mais com as características das rochas, possibilitando a construção dos túneis ferroviários e para abastecimento de água.

Um dos primeiros trabalhos sobre resistência de rochas e critérios de ruptura foi em 1916, referente a uma escavação subterrânea de mineração que provocou subsidência.

Em 1918, utilizou-se pela primeira vez a técnica de tirantes em maciços rochosos (rockbolts) e por volta de 1920 constatou-se a deformabilidade das rochas e 6 anos mais tarde a lei de Coulomb foi aplicado como critério de ruptura em rochas.

Em 1948, de acordo com Manoel Rocha, considerava-se o módulo de elasticidade da rocha em fundação de barragens duas vezes maior que no concreto, no entanto constatou-se que nas rochas eram muito menores através de ensaios de laboratório.

Em 1959, ocorreu um grande acidente na França (Malpasset), onde uma barragem em arco rompeu devido a fraquezas de planos estruturais nas rochas de fundação. Acidentes desta natureza evocaram a necessidade de melhores investigações sobre o comportamento do maciço rochoso.

Em 1962, surgiu a Sociedade Internacional de Mecânica de Rochas (ISRM) e em 1966, em Lisboa realizou-se o 1º Congresso Internacional de Mecânica de Rochas. (Kanji, 1975) [3]

Uma das definições da mecânica de rochas diz que esta é a ciência teórica aplicada do comportamento mecânico das rochas; é o ramo da mecânica relativo à resposta da rocha aos estados de tensão do seu ambiente físico.

Atualmente o campo da mecânica de rochas encontra-se em franco desenvolvimento. Genericamente, a aplicação se volta às obras quanto à fase de projeto e construção destacando-se:

- caracterização das propriedades mecânicas;
- análise de estabilidade;
- técnicas em rochas (perfurabilidade, desmonte, fragmentação (cominuição))
- técnicas de tratamento do maciço (atirantamento, revestimento e injeções)

Segundo Hustrulid, [4], o desenvolvimento da ciência mecânica de rochas ocorreu lentamente devido a complexidade do material manuseado, a geometria e condições de carregamento (estados de tensão) envolvidos. Para o desenvolvimento da diversidade de técnicas para desmonte rochoso, são necessários estudos para sustentação, ou mesmo sistemas de suporte que muitas vezes se desenvolve isoladamente sem uma relação aos métodos de desmonte.

Embora atualmente seja confiável a utilização da mecânica de rochas com estruturas geológicas competentes, o grau de confiança diminui gradativamente quando a estrutura se torna mais complexa e o número de defeitos é mais numeroso

Na engenharia civil não é tolerado uma ruptura nas escavações, mas numa mineração frequentemente a abertura ruirá após retirada do minério, sendo que a ruptura causa pequeno ou nenhum imprevisto para o operador. Obviamente a mineração não pode tolerar rupturas do maciço durante o período em que o homem está no local ou interperer vias de acesso e transporte causando interrupções indesejadas. Além disso a redução de custo aparece em operações como perfuração, desmonte, remoção, carregamento de material e transporte, pois a segurança permite gastar mais tempo nestas operações e menos tempo para inciar os trabalhos em uma nova mina já pesquisada.

3 MECANICA DE ROCHAS E OS PARAMETROS MECANICOS DE ROCHAS

3.1 Introdução

As rochas tem sido estudadas por longo tempo, quanto a composição, mineralogia, petrologia, cristalografia e no campo da química inorgânica. Por outro lado, problemas relacionados com a estrutura da Terra têm sido estudados por outras áreas da geologia, sismologia e geofísica. No entanto muitos tipos de problemas relacionando engenharia com as rochas tem sido estudados individualmente por diferentes áreas tais como; engenharia de minas, engenharia civil e engenharia química cada qual com seu ponto de vista. Pode se dizer que o ramo da ciência mecânica de rochas tem sido reconhecido recentemente como um ramo interdisciplinar da ciência entre as engenharias citadas.

3.2 Conceituação

Conforme Yamaguchi [5] podem-se citar como principais orientações a serem seguidas por este ramo da ciência, os seguintes pontos:

- Tendência básica de que a rocha é compreendida como uma substância ou material, e as propriedades mecânicas em particular o estado de deformação e o mecanismo de fratura são estudadas.
- Considerar que as propriedades mecânicas dinâmicas ou a resistência mecânica das rochas são enfatizadas, porém o tratamento de minerais como cominuição e moagem de rochas também é discutidas.
- Estudar as considerações estatísticas das propriedades mecânicas das rochas. Isto é enfatizado no desenvolvimento da teoria de pressões do terreno e problemas de construção e manutenção de estruturas.

- Estudo da rocha como unidade, analisando-se propriedades relacionadas com material natural para utilização em fundações de barragens, ou no estudo de estruturas subterrâneas.

- Estudo do comportamento mecânico das rochas em grande escala, tais como a investigação de problemas de ocorrência de fraturas devido a movimentação da crosta terrestre ou dobras que ocorreram ao longo do tempo geológico, visando aplicação em sismologia ou geologia estrutural.

Dentre as ciências que mais estritamente se relacionam podemos citar:

Ciências básicas:

Teoria da Elasticidade, teoria da plasticidade, reologia, mecânica da fratura
Mineralogia, petrologia, cristalografia, e química inorgânica

Ciências Aplicadas:

Engenharia de Minas, engenharia civil
Geologia Estrutural, topografia, sismologia

3.3 Parâmetros Geomecânicos

3.3.1 Fatores Influentes nos Parâmetros Mecânicos das Rochas

3.3.1.1 Anisotropia e Heterogeneidade

Quando uma certa propriedade de um material varia de acordo com a direção a qual uma força é aplicada, dizemos que este material possui propriedades anisotrópicas. Cada cristal de um mineral formado numa rocha possui uma composição química e uma configuração cristalina, indicando diferentes propriedades

mecânicas em diferentes direções na maioria dos casos. Esta tendência do cristal é denominada anisotropia mecânica [6]. Embora o sal NaCl seja um cristal pertencente ao sistema cúbico, as propriedades mecânicas mostram diferentes valores se medidos em direções diferentes, conforme a Tabela 3.1. (Figura 3.1)

Apesar de cada cristal mostrar uma anisotropia, conforme ressaltada no parágrafo anterior, uma rocha que possui muitos cristais com direções aleatoriamente distribuídas tem as suas anisotropias compensadas por outros cristais tendendo a indicar a ausência de anisotropia, mostrando comportamentos mecânicos uniformes em todas as direções. Esta uniformidade de propriedades denominamos de isotropia.

Tabela 3.1 - Anisotropia do Módulo de Young em Cristal de um Sal (Dreyer)

Direção	módulo de Young (10^5 kg/cm^2)
(100)	$4.22 \pm 0.4 \%$
(010)	$4.57 \pm 0.9 \%$
(001)	$4.57 \pm 0.9 \%$
(110)	$3.46 \pm 0.5 \%$

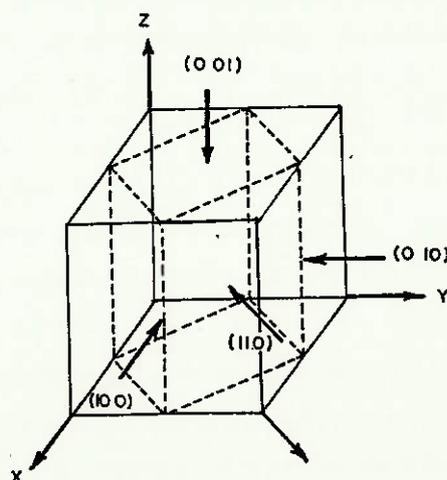


Figura 3.1 - Direções do cristal sal e as medidas do Módulo de Young.

Rochas com dimensões acima de certos níveis são manuseáveis como mecanicamente isotrópicos em muitos casos. Entretanto anisotropias proeminentes são frequentemente indicadas quando os cristais são arranjados numa configuração incomum, como no caso dos xistos (xistosidade).

Conforme descrito acima, as rochas devem ser consideradas de acordo como serão examinadas.

Os termos homogêneo e heterogêneo são frequentemente usados, embora estes sejam utilizados erroneamente como isotrópico e anisotrópico em muitos casos. O termo homogêneo é utilizado quando observamos semelhantes propriedades físicas e químicas em diversos pontos do material.

Estes termos são frequentemente utilizados sem o devido cuidado quando discutem-se propriedades das rochas, porém é necessário conhecer-se o sentido restrito da designação.

Quando executamos vários tipos de testes em rochas e analisamos suas propriedades, o primeiro problema com o qual nos defrontamos é a dispersão dos resultados. A Figura 3.2 mostra um resultado obtido nos ensaios efetuados em granitos, que apresenta uma dispersão. Este tipo de dispersão é comum quando as amostras tomadas para ensaio são provenientes de um mesmo bloco e testadas nas mesmas condições. Portanto quando analisamos propriedades das rochas, o significado e o resultado precisam ser cuidadosamente manuseados e o conhecimento de análises estatísticas torna-se muito útil.

Como será descrito posteriormente, tal dispersão nos ensaios é uma das feições das propriedades das rochas resultante da heterogeneidade das rochas sob diferentes pontos de vista, podendo dizer-se também que apesar de ter tal dispersão as rochas podem ser chamadas de homogêneas. Isto é, a dispersão nas propriedades da rocha é uniformemente distribuída através de muitas porções, e em algumas porções da rocha pode-se ter o mesmo grau de dispersão nas propriedades.

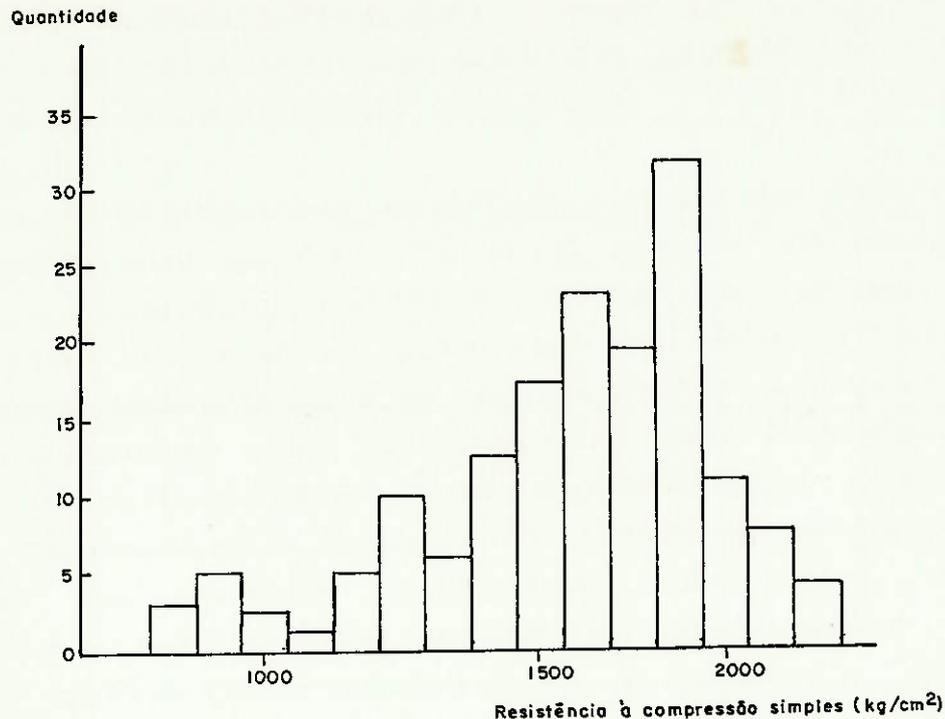


FIGURA 3.2 - Histograma da resistência à compressão simples de ensaios em granito

3.3.1.2 - Microestrutura da rochas

As rochas ígneas possuem uma estrutura policristalina mostrando no seu todo orientações não preferenciais em termos macroscópicos. Microcristais (grãos) que formam a estrutura da rocha variam largamente quanto a sua composição mineral, sendo que seus componentes possuem uma distribuição aleatória. Os grãos individuais podem ter diferentes tamanhos e orientações. A estrutura dos granitos, por exemplo, pode possuir uma granulação fina ou uma granulação grosseira, tendo o feldspato dimensões variáveis de até 1 cm no comprimento maior de uma de suas faces. Por outro lado as rochas como o basalto geralmente têm uma granulação fina cuja separação dos cristais não pode ser visualizada a olho nú. Como regra geral, quanto mais fina a granulação maior será a homogeneidade, a dureza e a resistência a compressão simples das rochas, bem como a densidade volumétrica.

As rochas ígneas podem ser consideradas como isotrópicas a grosso modo. A anisotropia muitas vezes observada nas rochas ígneas é um resultado de condições específicas de sua solidificação sendo raramente encontradas.

As rochas sedimentares geralmente possuem estrutura laminada. Os estratos durante sua formação, originalmente são horizontais. Portanto a anisotropia verificada, normal às camadas, é uma característica das feições deste tipo de rocha, embora possa apresentar-se diferentemente em algumas rochas e mesmo visíveis planos de acamamento podem apresentar uma certa isotropia. Camadas dobradas de pacotes sedimentares frequentemente observadas na natureza são resultantes de esforços tectônicos posteriores. Os materiais que preenchem o arcabouço mineralógico geralmente diferem desta estrutura em termos de comportamento mecânico, sendo que geralmente os minerais de preenchimento são mais fracos e amorfos embora possa acontecer o oposto.

Rochas metamórficas mantêm uma certa anisotropia da rocha mãe, porém a resistência com a recristalização de certos minerais pode tornar-se mais uniforme. Portanto as propriedades das rochas metamórficas ao longo de diferentes direções em vários pontos, não se alteram. Geralmente as rochas metamórficas são homogêneas e resistentes e via de regra podem se apresentar como isotrópicas.

As propriedades das rochas dependem dos seguintes fatores:

- a. granulação;
- b. formato dos grãos e o seu arranjo bem como as propriedades do mineral cimentante;
- c. a presença de orientações do mineral que evidencia sua anisotropia .

Em geral, rochas cristalinas de granulação fina são caracterizadas por uma grande resistência do que em relação as de granulação grosseiras do mesmo tipo. Além disso, rochas de granulação

fina mostram mais propriedades isotrópicas do que as grosseiras. As orientações dos grãos alongados em contraste com os grãos arredondados, frequentemente possuem propriedades anisotrópicas quando o seu arranjo é aproximadamente paralelo entre si. Sob o ponto de vista mecânico, as descontinuidades (fissuras, fraturas e poros) apresentam um papel muito importante.

A seguinte classificação é proposta por Derski et al [7]:

- microfissuras, menos que 0.001mm de largura;
- microfraturas, menos que 0.1mm de largura;
- macrofraturas, maior que 0.1mm, com extensão medida em metros;
- megafratura e falhas de grande extensão; são tratados como propriedades do maciço do que da rocha.

As propriedades físicas dependem primeiramente, e principalmente, de microfissuras e microfraturas. Estas geralmente possuem um arranjo de maneira ordenada, cuja presença em rochas anisotrópicas é a principal razão porque o comportamento reológico depende das dimensões da amostra analisada. A orientação espacial das descontinuidades acima mencionadas é definida pela direção do plano, ou pela normal desta superfície que é quase sempre planar. A direção azimutal e o mergulho desta superfície são determinados por métodos propostos por Schmidt (Derski et al, 1989). O método de projeção é ilustrado na figura 3.2.1a, e a direção a e o mergulho b, estão locados na figura 3.2.1b. Como resultado do exame macro/microscópico da amostra rochosa obtém-se o ponto P, que é a caracterização espacial da descontinuidade. O resultado do exame de diversas amostras é mostrado na figura 3.2.1c, na qual as áreas de diferentes densidades são separadas. A densidade da falha é medida em termos da densidade de juntas propriamente ditas, ou grau de juntas [8], que expressam o número de descontinuidades (microfissuras e microfraturas) ao longo de um fragmento de 1m da normal para o plano da descontinuidade.

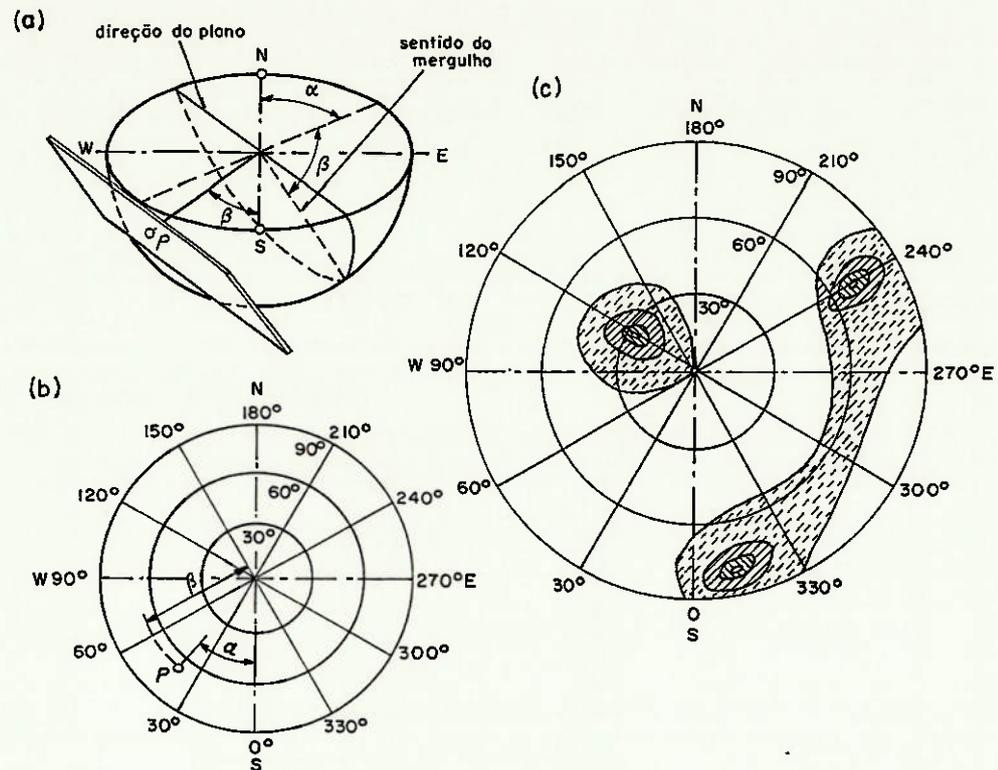


Figura 3.2.1 - Representação espacial de descontinuidades e caracterização espacial por tratamento estatístico da orientação preferencial.

Portanto, a média estatística das juntas no espaço será:

$$d = \frac{1}{X} \quad (3.1)$$

sendo que a média estatística de juntas livres da rocha será:

$$V_0 = \frac{1}{X_1} \quad \frac{1}{X_2} \quad \frac{1}{X_3} \quad (3.2)$$

onde X_i é a densidade de juntas ao longo da direção X_i ($i=1,2,3$) respectivamente, no sistema de coordenadas selecionado. Embora o número de juntas de determinada massa rochosa seja aleatório certas regularidades podem ser observadas conforme estudo realizado por Manev & Abramnova-Tacheva [7]. Neste estudo realizado com diversas amostras de diferentes rochas mostrou-se o seguinte:

- a) A densidade das juntas x diminui com o aumento da profundidade e seu valor médio pode aproximar-se uma linha

reta conforme mostrado na figura 3.3.

b) No caso de distúrbios de natureza geológica numa continuidade da camada (tais como veios e intrusões), o número de juntas ao longo de direções horizontais aumenta ao redor de uma escavação mineira. A figura 3.3. mostra em forma de diagrama a relação entre o número de juntas e a localização do veio com minério e direção da escavação. Os dados foram obtidos pelo autor através de sondagens verticais.

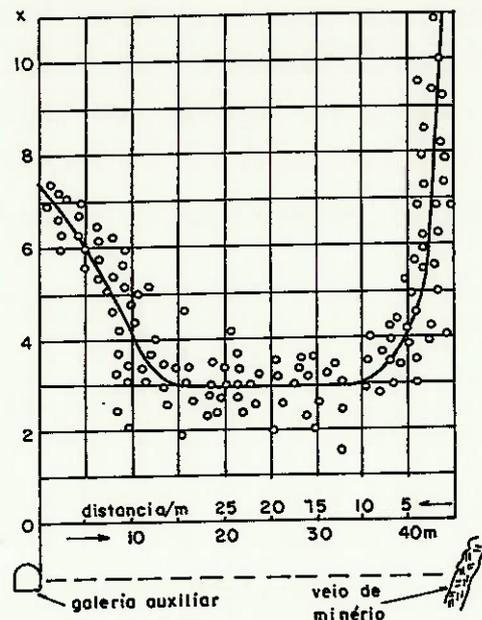


Figura 3.3 - Diagrama ilustrando a relação do número de juntas e localizaçã o localizaçã o localização do veio de minério e direção da escavação.

3.3.1.3 - Propriedades termais das rochas

A quantidade de calor que flui através de uma área ΔA durante um tempo dt , com gradiente de temperatura ao longo da direção n para AA e dT/dn , e pode ser expressa como:

$$\Delta Q = -\lambda T \Delta A \frac{\partial T}{\partial n} dt \quad (3.3)$$

onde λ é o coeficiente de condutividade termal. Os valores deste coeficiente bem como os coeficiente de expansão termal são dados na Tabela 3.2.

O calor é uma forma transitória de energia, isto é, um potencial termal em movimento no solo ou rocha segundo um gradiente termal. O aumento de temperatura em rochas pouco resistentes aumenta a sua plasticidade. Portanto o conhecimento sobre condições termais na rocha e o gradiente geotermal é de grande importância. É útil principalmente no estudo de condições ambientais seguras num ambiente subterrâneo, como projeto de ventilação ou ar condicionado.

A espessura da camada sobrejacente acima das aberturas subterrâneas também influi na temperatura das aberturas.

Na Tabela 3.3, observam-se temperaturas medidas com a variação de espessura da camada de cobertura geológica, segundo Jukimis [9].

As mais importantes propriedades termais da rocha são:

1. capacidade calorífica
2. calor latente de fusão
3. condutividade térmica
4. difusividade térmica
5. expansividade termal e contração

Tabela 3.3 - Relação entre espessuras de cobertura geológica e a variação de temperatura.

Túnel	Comprim. (m)	Espessura da camada (m)	Temp. máx. (C)	Grau Geotérmico	Rocha
Alberta	5.886	750	11 - 52	49	granito
Penrine	18.500	2.000	64.0	-	
Arlberg	10.250	715	18.5 - 34	38.6	gnaisse/mica
Gotthard	14.998	1.753	40.4	47	-
Darawamken	7.976	916	15.0	144	granito/ardosia
Lotschberg	14.605	1.673	34	45	granito/ardosia
Mont Cenis	12.236	1.610	29.5	58.5	arenito/calcareo
Simpton	19.729	2.135	55.4	37	-
Tanern	8.551	1.567	29.9	49	granito/gnaisse e micaxisto

Estas propriedades são bastante úteis para caracterizar e diferenciar os materiais e estudar e prever os respectivos comportamentos em face a temperaturas e pressões variadas.

Dentre estas propriedades podemos citar como de maior interesse para engenharia geotérmica o coeficiente termal de expansão e contração, pois possui um efeito marcante nos materiais e na engenharia de projeto. Mudanças na temperatura induzem tensões e deformações nos elementos construtivos.

A razão de aumento do comprimento (linear), área (superficial) ou volume (cúbico) do corpo para um dado aumento de temperatura em relação às dimensões originais é denominado coeficiente termal de expansão (em incremento de 1 °C). Os coeficientes respectivos têm a proporção: 1:2:3

Para mudanças de temperatura T1 para T2 ($\Delta T = T_2 - T_1$) a mudança ΔL (expansão contração) do corpo é dada por:

$$\Delta l = \alpha_l \cdot L(T_2 - T_1) = \alpha_l L \Delta T \quad (3.4)$$

sendo o novo comprimento aproximadamente igual a:

$$L_t = L + \Delta L = L(1 + \alpha_l \cdot \Delta T) \quad (3.5)$$

seu novo volume V_t é:

$$V_t = V(1 + \beta \cdot \Delta T) \quad (3.6)$$

onde: V = volume inicial

α_l = coeficiente de expansão termal linear

expresso em cm/cm por grau de mudança de temperatura

$[(\text{cm}/\text{cm}/^\circ\text{C}) = [1/^\circ\text{C}]$

β = coeficiente volumétrico (cúbico) de expansão termal

$[1/^\circ\text{C}]$

temos:
$$\alpha_l = \frac{1}{L} \cdot \frac{dL}{dT} \quad [1/^\circ\text{C}] \quad (3.7)$$

$$\alpha_l = \frac{\Delta L}{L} \cdot \frac{1}{\Delta T} \quad (3.8)$$

ou

$$\beta = \frac{1}{V} \frac{dV}{dT} [1/^\circ\text{C}] \quad (3.9)$$

$$\beta = \frac{\Delta V}{V} \frac{1}{\Delta T} \quad (3.10)$$

O coeficiente α_l da expansão termal linear (ou contração) para corpos sólidos é a mudança relativa dL/L por grau $^\circ\text{C}$ de incremento (decremento) na temperatura (razão dL por grau de comprimento L a $^\circ\text{C}$).

O coeficiente β da expansão termal volumétrica para sólidos é mudança relativa em volume dV/V por incremento (ou decremento) na temperatura.

Em alguns corpos homogêneos tais como rochas de grande profundidade, que sofrem expansão em todas as direções o coeficiente volumétrico é três vezes mais o coeficiente linear ($\beta = 3\alpha_l$)

É mostrado na Tabela 3.2 alguns coeficientes de expansão termal linear de rochas. [7]

Tabela 3.2 Média dos coeficientes de expansão termal de rochas nos EUA no intervalo de temperatura ambiente a 100°C

Rocha		α [$1/^\circ\text{C}$]	
Ígnea	Granito	34×10^{-7}	66×10^{-7}
	Basalto	22×10^{-7}	35×10^{-7}
	Diabásio	31×10^{-7}	35×10^{-7}
	Gabro	20×10^{-7}	30×10^{-7}
Sedimentares			
	Calcários e Dolomitos	24×10^{-7}	68×10^{-7}
	Arenitos	36×10^{-7}	65×10^{-7}
Metamórficas			
	Gnaiss	34×10^{-7}	44×10^{-7}
	Margas	34×10^{-7}	51×10^{-7}
	Quartzito	60×10^{-7}	61×10^{-7}
	Xistos cristalinos	34×10^{-7}	43×10^{-7}
	Ardósias	45×10^{-7}	49×10^{-7}

3.3.1.4 Textura e estrutura da rochas

A rocha é um conjunto de minerais. A massa da Terra ou solo é também uma composição de minerais mas não é chamada de rocha. A rocha caracteriza-se por sua dureza. Entretanto é difícil estabelecer um claro limite entre a rocha e o solo.

A definição da rocha não é clara e as propriedades da rocha variam dependendo do tipo e da combinação dos minerais formadores da rocha. Do ponto de vista da petrologia, rochas são classificadas com base nas causas da formação dos componentes minerais. Para a mecânica de rochas a classificação deve ser feita sob vários pontos de vista da geologia e da petrologia. Embora as rochas possam ser classificadas quanto à dureza e à resistência tais como rocha dura, rocha medianamente dura e rocha branda [10] por exemplo, deveriam ser classificadas de acordo com suas propriedades físicas, em particular as propriedades mecânicas.

Genêricamente podemos classificar as rochas na seguinte sequência, suficientes para o propósito deste trabalho:

Rochas ígneas: Plutônico ou rochas intrusiva

- Hipoabissais ou diques
- Vulcânicas ou rochas extrusivas
- Rochas de precipitação termais

Rochas sedimentares ou rochas clásticas:

- Rocha por sedimentação marinha
- Rocha por sedimentação eólica
- Rocha de precipitação química
- Rocha sedimentar de origem orgânica

Rochas Metamórficas:

- Rocha metamórfica por contato
- Rocha de metamorfismo dinâmico

A classificação baseada nas causas de sua formação não é fundamental para o nosso estudo, porém a classificação acima apresentada é muito importante do ponto de vista da mecânica de rochas.. Ou seja, a estrutura das rochas quanto a sua textura é governada pelos processos de formação. Por exemplo, a rocha ígnea foi formada como resultado da cristalização de componentes minerais fundidos e dissolvidos e preenchendo espaços com os cristais. Sendo que nas rochas sedimentares as estruturas são resultados da sedimentação de fragmentos e partículas previamente cristalizadas e que se solidificam através de altas pressões por longo período, ou são quimicamente cimentados. No caso das rochas metamórficas, diferentemente das rochas ígneas e sedimentares, foram submetidas a altas pressões e temperaturas apresentando uma nova configuração de grãos de cristais ou diferentes tipos de minerais.

Várias propriedades mecânicas da rocha são governadas pela estrutura da rocha, isto é, a propriedade de cada grão de cristal formador da rocha e as condições do arcabouço mineral, sendo importante enfatizar os seguintes pontos:

- Tipos de minerais, cristais e partículas da rocha;
- Dimensão e arranjo dos cristais ou partículas;
- Condições de cimentação dos cristais e partículas;
- Presença ou grau de vazios;
- Condições de metamorfismo afetando a estrutura e
- Condições de alteração ou intemperismo.

Como exemplo será descrita a rocha granito enfatizando as condições acima citadas:

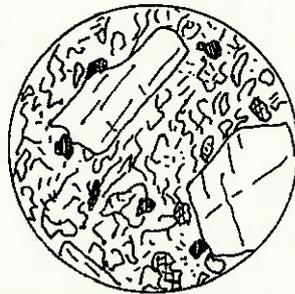
Granito:

É uma rocha cristalina e dura. Possui como componente principal o feldspato potássio (ortoclásio, microclínio) $KAlSi^3O^8$, quartzo SiO_2 e minerais escuros (biotita, amfibólio, piroxênio, etc.), e o granito é encontrado como o cristalino em muitos lugares do

planeta. Devido ao lento resfriamento e solidificação do magma , cada cristal têm sido completamente desenvolvido no granito. Os grãos cristais têm dimensões entre mm e 1 cm, e suas formas são relativamente arredondadas e são automórficos em muitos casos (Figura 3.4)

Tipo de Rocha	Minerais Máficos	Índice de Cór
Com menos de 10% de quartzo		
BASALTO, gabro	olivina, augita \pm hiperstênio	35 — 65
ANDESITO, diorito	hiperstênio \pm augita \pm hornblenda	20 — 45
LATITO, monzonito	hornblenda \pm biotita	10 — 30
TRAQUITO, sienito	biotita \pm hornblenda	0 — 20
Com mais de 10% de quartzo		
DACITO, granodiorito, quartzo-diorito	hornblenda \pm augita \pm biotita	20 — 50
QUARTZO-LATITO, quartzo-monzonito	hornblenda \pm biotita	10 — 25
RIOLITO, granito	biotita \pm hornblenda	0 — 15

Figura 3.6- Minerais máficos típicos e índices de cor de rochas ígneas comuns.



1mm

Figura 3.4 - Textura porfirítica

Tabela 3.4 - Classificação das Rochas Ígneas

Textura	Minerais escuros		
	Menos ←		→ Mais
Rochas Plutônicas	Granito	Diorito	Gabro
	Granito	Diorito	Gabro
	Porfiritico	Porfiritico	Porfiritico
Rocha Hípcabíssal	Quartzo- Porfirito	Porfirito	Diabasio
Rocha vulcânica	Riolito-Latito	Andesito	Basalto

3.3.2 Propriedades Físicas das Rochas

O termo "propriedades físicas" é correspondente a propriedades químicas. Geralmente as propriedades físicas das rochas são usadas semelhantemente a propriedades mecânicas em muitos casos. Recentemente o termo "propriedades da substância" [11] é ocasionalmente utilizado para denominar particularmente os fenômenos físicos da rocha em detalhe.

Entretanto não é possível estabelecer um claro limite entre propriedade física e química. A porção das propriedades químicas que afetam as propriedades mecânicas, precisa ser levada em conta pois algumas mudanças de caráter físico são resultantes de mudanças químicas. Intemperismo e a mudança das propriedades da rocha têm como causa a síntese de alterações físicas e químicas que provocam alterações volumétricas por troca termal, e a solubilidade da rocha é alterada por atividade da água. Há também o fenômeno da transformação do cristal devido a alteração de temperatura, que não se pode precisar exatamente se ocorreu um fenômeno físico ou químico.

As propriedades físicas geralmente aceitas são:

- Densidade específica
- Porosidade
- Conteúdo de água

- Permeabilidade
- Dureza
- Abrasividade (Abrasive hardness)
- Escleroscopia (Scleroscope hardness)
- Impacto (Indentation hardness)
- Risco (Scratch hardness)
- Módulo de elasticidade
- Módulo de rigidez
- Coeficiente de Poisson
- Viscosidade
- Resistência a compressão
- Resistência a tração
- Resistência ao cisalhamento
- Velocidade sísmica
- Umidade

A relação acima mostra as propriedades físicas que são geralmente manuseáveis como propriedades mecânicas. Entretanto, as seguintes propriedades ocasionalmente podem ter importante significado quando se estuda mecânica das rochas:

- Condutividade elétrica
- Susceptibilidade magnética
- Absorção da luz e índice de refração
- Propriedades térmicas:
 - Ponto de fusão
 - Condutividade térmica
 - Coeficiente dilatação térmica

Adicionalmente podemos classificar como importantes a aparência mostrada pela rochas:

- Cor
- Textura
- Composição mineralógica
- Grau de alteração, metamorfismo e intemperismo

Devido a grande gama de variações a que estão sujeitas as

propriedades físicas ou mecânicas da rocha, diversos países possuem uma normalização de ensaios e testes visando padronizar estas características.

Podemos citar como as mais importantes:

- Deutsche Industrie Norm - Alemanha Ocidental
- British Standards - Grã-Bretanha
- Standards of American Society for Testing Materials
- Japanese Industrial Standards - Japão

Há outros organismos internacionalmente aceitos que tiveram origem nos eventos realizados nesta área, tais como simpósios e congressos internacionais:

ISRM -International Society for Rock Mechanics

IBG -Internationale Buro fur Gebirgsmechanik

Neste capítulo serão explanadas sucintamente, as propriedades densidade específica, porosidade e permeabilidade.

3.3.2.1 Densidade Específica

Densidade específica é a razão entre a massa da amostra e a massa padrão com o mesmo volume da amostra, sendo que é usada a água pura como substância padrão. No sentido restrito da palavra, é definido como razão entre a massa da amostra e massa de água com mesmo volume a temperatura de 4 °C e pressão de 1.013250 bar (1 atm de pressão), mas para fins práticos é utilizado água destilada em pressão ambiente.

A densidade específica absoluta (G) para rocha ou solo é a densidade real do sólido ou grãos do solo/rocha:

$$G = \frac{W_d}{W_{sat}(ar) - W_v - W_{sat}(agua)} \quad (3.11)$$

$$G = \frac{\text{peso das part. de rocha em g.}}{(\text{vol. das part. de rocha}) (1.00)} = \frac{W_s}{V_s \cdot \gamma_v} = \frac{\gamma_s}{\gamma_v} \quad (3.12)$$

A densidade específica é usada para analisar outras propriedades como por exemplo a porosidade e a razão de vazios. A Tabela 3.5 mostra a densidade específica de alguns minerais:

Tabela 3.5 - Densidade específica de alguns minerais

Nº	mineral	dens. específica
1	biotita	2.70-3.20
2	calcita	2.71-3.72
3	dolomita	2.80-3.00
4	feldspato	2.50-2.80
5	gipso	2.20-2.40
6	hornblenda	2.90-3.50
7	caolinita	2.50-2.65
8	montmorilonita	2.00-2.40
9	muscovita	2.76-3.00
10	quartzo	2.65
11	talco	2.60-2.70

A densidade específica aparente ou densidade Bulk (G_b) é a razão do peso seco W_d da rocha e o peso W_w do volume de água igual ao volume total de rocha incluindo os vazios.

Para água a densidade específica é assumida como valor numérico igual a $G = 1.00$

$$G_b = \frac{W_d}{W_w} \quad (3.13)$$

onde $W_w = W_{sat}(ar) - W_{sat}(agua)$

3.3.2.2 Porosidade e Permeabilidade

Estas propriedades físicas podem ser utilizadas para auxiliar bastante na descrição para uso em engenharia. O mais útil é quando define a relação de fases de um material. As rochas geralmente possuem multifases, isto é possuem três fases (Figura 3.5) a

saber, a fase sólida (geralmente partículas minerais), a fase líquida (geralmente água) e a gasosa (geralmente o ar). A combinação de fases líquida e gasosa completam os vazios do material.

Numa rocha a fase líquida estará ausente e numa rocha saturada a fase gasosa estará ausente. Cada fase tem um peso (W_s, W_v, W_g) e cada fase ocupa um volume (V_s, V_v, V_g). A relação de volume (porosidade, razão de vazios, saturação) ou peso por unidade de volume ou unidade de peso.

As relações típicas são:

Peso:

$$\text{conteúdo de umidade} \quad W = \frac{W_v}{W_s} \quad (3.14)$$

Volume:

$$\eta = \frac{V_v}{V_s + V_v} \quad \text{onde} \quad \eta = \frac{e}{1 + e} \quad (3.15)$$

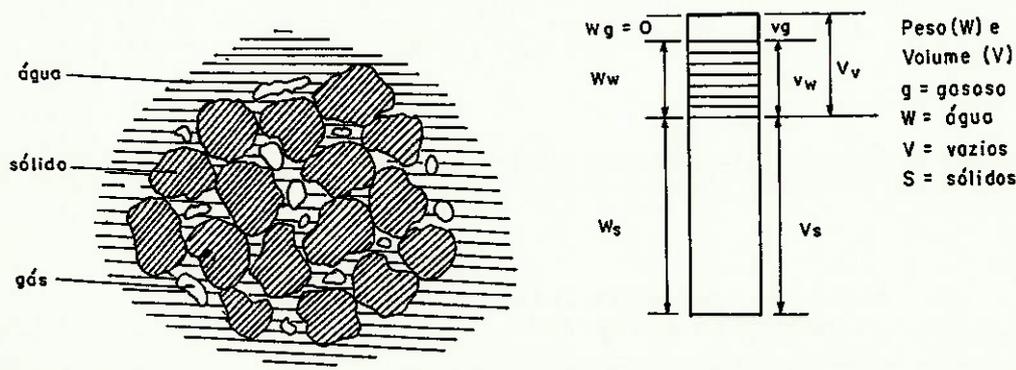


FIGURA 3.5 - Representação da rocha com três fases do material

Fluídos tais como petróleo, água e gases naturais encontram-se armazenados em vazios das rochas, e locomovem-se de

vazios para outros vazios de acordo com diferenças de pressões. O grau de passagem do líquido através da rocha é denominado permeabilidade (K). É dado pela seguinte fórmula:

$$\frac{q}{A} = \frac{K \, dP}{\mu \, dL} \quad (3.16)$$

onde, q é a razão de fluxo do volume em $\text{cm}^3/\text{seg.}$, A é área da seção em cm^2 , μ o coeficiente estático da viscosidade do fluido em centipoise (cP) e dP/dL é a pressão aliviada por unidade de comprimento em atm/cm. A equação acima é chamada de Lei de Darcy sendo k o coeficiente de permeabilidade quando a equação é aplicada a água.

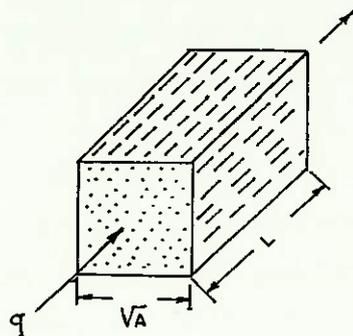


Figura 3.7 - Ilustração mostrando a passagem do líquido através da rocha

Tabela 3.6 - Relações mútuas entre as constantes elásticas

Módulo de Young (E)	$2(1+\nu)G$	E	$\frac{2(m+1)}{m}G$	E	$\frac{9\lambda G}{2\lambda+G}$
Módulo de rigidez (G)	G	$\frac{mE}{2(m+1)}$	G	G	G
Módulo de elasticidade volumétrica (Lamé) (λ)	$\frac{2G(1+\nu)}{3(1-2\nu)}$	$\frac{1}{3} \frac{mE}{(m-2)}$	$\frac{2(m+1)}{3(m-2)}G$	$\frac{EG}{2(2G-E)}$	λ
Coefficiente de Poisson (ν)	ν	$\frac{1}{m}$	$\frac{1}{m}$	$\frac{E}{2G} - 1$	$\frac{9\lambda-2G}{6\lambda+2G}$

3.3.3 Propriedades mecânicas dos corpos sólidos

3.3.3.1 Propriedades Básicas

Este capítulo não pretende se aprofundar nos conceitos teóricos, mas sim fundamentar os parâmetros geomecânicos que serão citados no decorrer de outros capítulos. Desta forma, tentou-se definir numa linguagem acessível a profissionais não especialistas nas ciências dos materiais.

Tomando-se como exemplo três materiais de natureza diferente podemos vislumbrar facilmente algumas idéias para definir comportamentos característicos. Imaginam-se três esferas com os seguintes materiais; aço, argila e uma gota de água caindo sobre uma mesa. Provavelmente a esfera de aço rebaterá na superfície e a argila se esmagará parando sobre a superfície, enquanto que a água fluirá sobre a mesa. A esfera de aço sofrerá inicialmente uma deformação ao bater na mesa e logo após retornará à sua forma original. A estas diferentes deformações físicas chamamos de deformação elástica, deformação plástica e fluência respectivamente no momento do impacto.

Estes três corpos representam o corpo elástico, plástico e o líquido, e todas as propriedades são vistas como fenômenos que ocorrem em rochas. Portanto as propriedades básicas destes materiais precisam ser bem compreendidas quando examinamos as propriedades das rochas.

3.3.3.2 - Elasticidade

(a) Lei de Hooke

Se aplicarmos uma força num anel de aço ou numa peça de borracha, estes são deformados. A tensão interna tenta recuperar a deformação que foi criada, e se removermos a força externa as peças retornarão ao estado original e a tensão interna desaparece. A este tipo de propriedade chamamos de elasticidade.

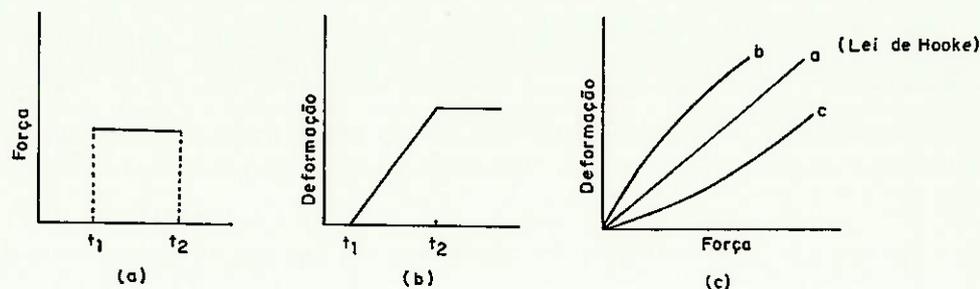


Figura 3.8 - Comportamento elástico

Geralmente um corpo típico mostra propriedades elásticas quando a deformação é suficientemente pequena, pois esta deformação é completamente recuperada para o estado original simultaneamente quando a força externa é removida. O estado original não é recuperável se a deformação for muito grande não indicando propriedades perfeitamente elástica. Portanto propriedades elásticas começam a desaparecer quando a deformação excede certo limite, e este limite é denominado limite elástico.

A relação entre a força externa e a deformação é complexa e se torna não linear como é mostrado na Figura 3.8, nas curvas b e c, podendo comportar-se na configuração de um "S". Entretanto em alguns casos a relação proporcional ocorrerá quando a deformação for suficientemente pequena. O conceito de elasticidade foi determinado experimentalmente por [12] Hooke em 1660, e foi definida como "a força elástica de uma mola é proporcional a sua alongação" (denominado de lei de Hooke).

O conceito de módulo de Elasticidade pode ser derivado da Lei de Hooke, mas para propósitos práticos serão discutidos somente quatro parâmetros mecânicos;

(a) Módulo de Young

Se uma barra é tensionada na direção do seu comprimento

maior, esta sofrerá um prolongamento na mesma direção a um encurtamento se comprimida. A magnitude da elongação e do encurtamento é proporcional ao comprimento da barra se a força permanece constante, e é proporcional à magnitude da força aplicada e inversamente proporcional à área da seção transversal, se a barra permanecer com seu comprimento constante após deformado. Ou seja, o alongamento ou encurtamento por unidade de comprimento é proporcional à força aplicada por unidade de área. Figura 3.9

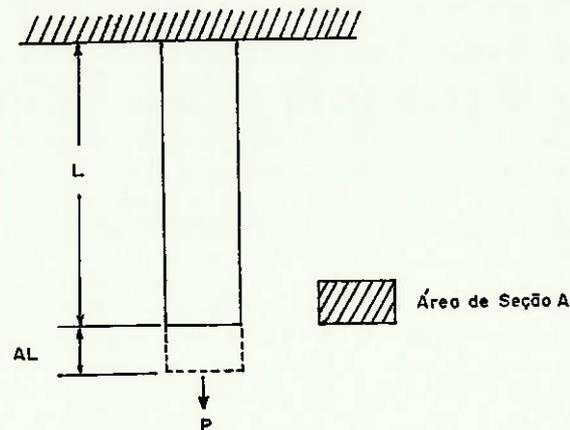


Figura 3.9 - Ilustração de uma barra submetida a uma força de tração

Quando há uma força atuando numa área em seus pontos unitários em qualquer porção do corpo, ocorre o que se denomina distensão. A força aplicada por unidade de área para alongamento ou encurtamento por comprimento unitário denominamos deformação. A tensão aplicada para alongamento denomina-se tensão de tração. Sendo a tensão aplicada para encolhimento denominamos tensão de compressão e sua deformação é denominada de deformação por

compressão.

Se o comprimento da barra é L e seu alongamento é ΔL , então o alongamento por comprimento unitário, que é deformação (ϵ), é dado por:

$$\epsilon = \frac{\Delta L}{L} \quad (3.16)$$

Se a força aplicada na barra é P e a seção transversal é A , a tensão (σ) é dado por:

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad (3.17)$$

Se a barra é um corpo elástico, aplica-se a lei de Hooke obtendo-se a relação entre tensão e deformação gerando a seguinte equação:

$$\epsilon = \frac{1}{E} \sigma \quad (3.19)$$

A constante de proporcionalidade E é dado por:

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon} = \frac{L P}{\Delta L A} \quad (3.20)$$

O valor de E é uma constante chamada módulo de Young ou módulo de elasticidade.

Fisicamente, o módulo de Young representa a tensão necessária para causar uma deformação unitária. A dimensão do módulo de elasticidade é $ML^{-1}T^{-2}$, que é a mesma da tensão, sendo a deformação (ϵ) uma valor adimensional.

(c) módulo de rigidez (módulo de cisalhamento)

Chama-se cisalhamento, a deformação provocada por uma força P tangencial à superfície de uma plano horizontal, conforme mostra a Figura 3.10:

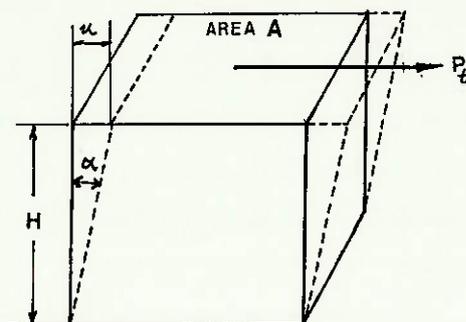


Figura 3.10 - Ilustração da ação de uma força cisalhante

Neste exemplo, imagine-se um prisma de aço com base quadrada, na qual a deformação cresce com o aumento da força P_t ou da altura H e diminui com aumento da área A . Portanto esta deformação pode ser expressa Por:

$$\mu \propto \frac{P_t}{A} H \quad (3.21)$$

Introduzindo uma constante G obtemos:

$$\frac{\mu}{H} = \frac{1}{G} \frac{P_t}{A} \quad (3.22)$$

Na fórmula acima, μ/H é a magnitude do cisalhamento, sendo que a relação angular α da deformação é dado por:

$$\mu/H = \text{tag} \alpha \quad (3.23)$$

Para α pequeno temos $\alpha' = .\alpha$
portanto:

$$\mu/H \quad \alpha = \gamma \quad (3.24)$$

E γ expressa a deformação por cisalhamento por altura unitária. Por outro lado a razão P_t/A é a tensão tangencial atuando na área unitária, que é a tensão cisalhante normalmente

expressa por Γ ;

$$\gamma = \frac{1}{G} \Gamma \quad (3.25)$$

Na fórmula acima G é o módulo de rigidez ou módulo cisalhante que tem como dimensão $ML^{-1} T^{-2}$, e da mesma forma que o módulo de Young é expresso por $kg.cm^{-2}$ ou $N.m^{-2}$. Quando G tende para o infinito, então $\mu \rightarrow 0$, e este tipo de corpo denominamos corpo rígido. Se G é constante, pela lei de Hooke a tensão é proporcional a deformação.

(d) compressibilidade e módulo de elasticidade volumétrica

Considere-se um corpo com volume V sob pressão uniforme em todas as direções, ou seja sob pressão hidrostática P . Com o aumento da pressão de uma parcela dP somente, isto é, $P+dP$, e o volume deste corpo com decréscimo de dV tornando-se $V-dV$ como se verificou na Figura 3.11, temos uma deformação volumétrica ϵ_{vol} definido por:

$$\epsilon_{vol} = - \frac{dV}{V} \quad (3.26)$$

Se obedecida a lei de Hooke, o acréscimo de pressão dP e a deformação volumétrica ϵ_{vol} temos;

$$dP = - k \frac{dV}{V} \quad (3.27)$$

$$k = - \frac{dP}{\left[\frac{dV}{V} \right]} = - V \left[\frac{dP}{dV} \right] \quad (3.28)$$

O valor de K é chamado de módulo de elasticidade de volume, e o inverso deste valor é denominado compressibilidade, e é específica para cada substância.

$$\beta = \frac{1}{K} = \frac{1}{V} \left[\frac{dV}{dP} \right] \quad (3.29)$$

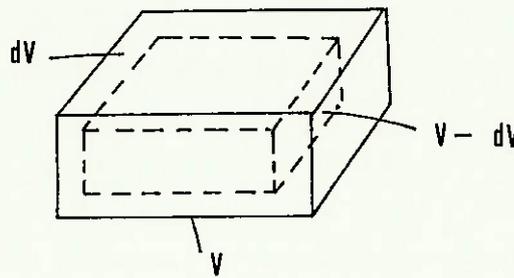


Figura 3.11 Um corpo sólido em estado de compressão

(e) coeficiente de Poisson

É a relação entre tensão e deformação na direção axial quando uma barra é tensionada ou comprimida, como foi descrito no exemplo do parágrafo do 3.3.3.2.a (módulo de Young). Se esta barra está sujeito a tal força, seu alongamento ou encurtamento na direção axial ocorre simultaneamente a um comportamento similar oposto na sua direção normal.

A relação entre o alongamento e ou encurtamento (deformação $\epsilon_l = \Delta l/l$) na direção axial e (deformação $\epsilon_b = \Delta b/b$) na direção perpendicular do eixo é uma constante para cada material, sendo dado por:

$$\epsilon_b = -\nu \epsilon_l \quad (3.30)$$

onde, ν é uma constante do material chamado de coeficiente de

Poisson e se ϵ_1 é compressão, ϵ_b é expansão lateral, porém o encurtamento lateral ocorre se ϵ_1 é tração. Se ν é zero na direção lateral, não ocorre mudança após comprimida. Por exemplo, se uma rolha de cortiça tem ν quase igual ao valor zero, a deformação normal no eixo dificilmente ocorrerá.

O coeficiente de Poisson é adimensional e é cerca de 0.1 a 0.3 para rochas. O valor $1/\nu$ é chamado de número de Poisson e é normalmente expresso por m . A relação entre os constantes elásticas é mostrada na Tabela 3.6.

(f) Energia de deformação elástica

Se uma força é aplicada suavemente em um corpo elástico de volume unitário e deformação ϵ , há uma mudança de 0 para ϵ enquanto a σ cresce de 0 para σ , então o trabalho W realizado para o volume unitário pela força externa é dado por:

$$W = \int_0^{\epsilon} \sigma d\epsilon \quad (3.31)$$

Se aplicarmos a lei de Hooke entre σ e ϵ , o módulo de elasticidade E , então $\sigma = E\epsilon$, portanto:

$$W = \frac{1}{2} E \epsilon^2 = \frac{1}{2} \frac{\sigma^2}{E} \quad (3.32)$$

Este trabalho feito para o corpo elástico é armazenado no corpo como energia de deformação elástica por unidade de volume. Mas se a força externa é removida, esta energia é completamente utilizada como trabalho feito para fora.

3.3.3.3 - Viscosidade

(a) Lei de Newton

Se um líquido viscoso é colocado num cilindro que contém um outro coaxialmente como mostrado na Figura 3.12, e uma força

externa é aplicada para girar o cilindro interno, este é capaz de girar numa velocidade correspondente a magnitude da força externa produzida pelo mecanismo do cilindro. O deslocamento do cilindro interno, isto é, a deformação do líquido aumentará linearmente com o tempo e a deformação aumenta infinitamente enquanto a carga é aplicada. No caso de corpo elástico, a deformação termina quando a carga é equilibrada com a tensão resultante da deformação. O cilindro interno gira numa velocidade constante correspondente á carga e não aumenta a velocidade porque a natureza da força resistente á criada dentro do líquido, e esta força equilibrará com a força externa. A causa desta força resistente é chamada de "viscosidade".

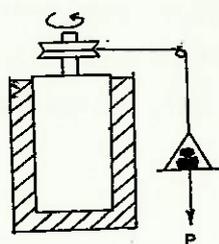


Figura 3.12 - Rotação do cilindro interno

Considerando-se que a viscosidade é um tipo de atrito dentro do líquido que obstrui o movimento, é também chamado de atrito interno. O movimento do líquido diminui gradualmente devido á viscosidade. O verdadeiro fluido no entanto sempre tem viscosidade. Estes fluidos ocasionalmente são chamados de fluidos viscosos em comparação com fluido perfeito.

3.3.3.4 - Plasticidade

Uma massa de argila, quando deixada como está não modifica sua forma tal qual o comportamento de um sólido. Mas

diferentemente do metal, argilas podem ser moldadas em qualquer forma aplicando uma pequena força. Isto significa que a argila mostra a elasticidade próxima ao corpo sólido quando a tensão é pequena, mas se a tensão aumenta até um certo valor S , a elasticidade da argila é perdida, permanecendo a deformação e seu valor é chamado de valor de cedência "yield value". Este ponto é diferente do limite elástico. O ponto elástico existe no ponto onde a propriedade elástica é perdida. Isto é ocasionalmente, chamado de limite de proporcionalidade.

Se a matéria é incapaz de resistir a alta tensão acima do ponto de cedência e flui continuamente enquanto tal tensão está presente, este tipo de propriedade é chamado de plasticidade. Pode-se considerar que um corpo plástico ideal comportar-se-á com um corpo rígido acima do ponto S . Este tipo de corpo será chamado de corpo de cedência perfeito (perfect yield body). Este tipo de corpo deveria se chamar corpo plástico perfeito, entretanto, tal termo convencionalmente é utilizado para o corpo de Saint Venant que mostra a elasticidade acima do ponto de cedência.

O corpo de cedência perfeito é expresso pela fórmula:

$$\sigma < S \quad (3.33)$$

onde, σ é a tensão e S o valor de cedência.

Esta expressão é usada em relação a tensão. Observe-se que em casos reais a plasticidade sempre aparecerá junto com a elasticidade e a viscosidade.

3.4 Resistência e Ruptura

A definição de fratura ou ruptura é complexa, porém pode-se dizer que a ruptura ocorre quando um corpo material é separado em duas partes ou mais na presença de uma tensão.

A ruptura é dita frágil quando o carregamento aplicado numa rocha somente em uma direção ocorre uma ruptura e não se observa, geralmente, nenhuma mudança na curva tensão-deformação enquanto

a deformação e pequena, como ilustra a Figura 3.13.

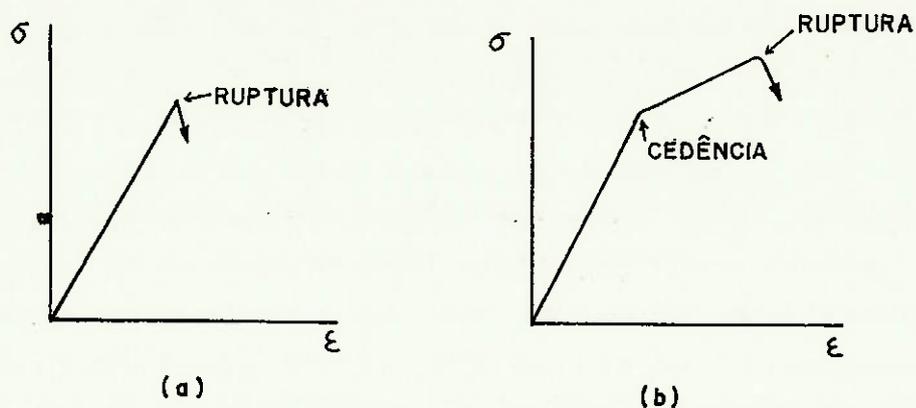


Figura 3.13 - Comportamento da ruptura frágil (a) e ruptura dúctil (b)

Por outro lado, a ruptura se diz dúctil quando a carga aplicada numa mesma rocha na direção axial, ocorre a ruptura após a inclinação da curva tensão-deformação se torna mais suave com um aumento na quantidade de deformação, conforme mostra figura 3.14.

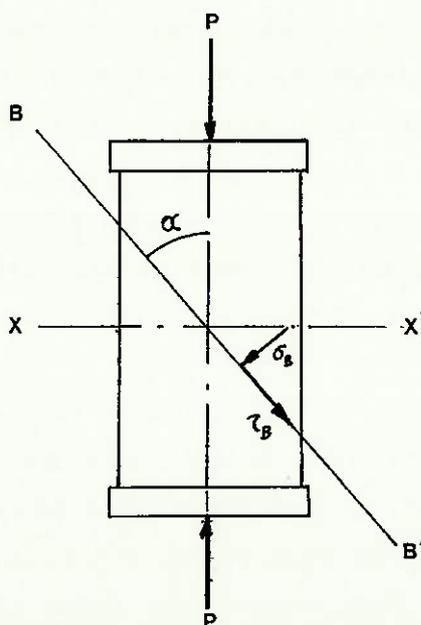


Figura 3.14 - Plano da ruptura e a tensão no plano de ruptura durante uma compressão simples

Se um corpo sofre ruptura frágil ou dúctil seu comportamento é devido a condições de tensão, bem como à temperatura e à razão de deformação.

Se a carga é aplicada numa esfera de aço em uma direção, a ruptura dúctil ocorre, mas neste caso surge uma deformação permanente quando a tensão atinge um certo nível, e após isto a inclinação da curva tensão-deformação se torna suave. Chamamos este fenômeno de cedência. Uma vez que ocorrida a cedência, uma considerável deformação ocorre mesmo com um pequeno aumento de tensão. Em muitos casos é difícil precisar a tensão no instante de ruptura quando isto ocorre.

Neste trabalho será considerada apenas a ruptura franca [13] isto é, a ruptura provoca a separação de frações totalmente desligadas uma da outra. Esta separação é causada por dois tipos elementares de sollicitação. São eles, a tração (provocando o afastamento relativo das partículas, sem escorregamento das superfícies geradas pela separação) e o cisalhamento (gerando o escorregamento). Convém lembrar que estas duas sollicitações podem ocorrer simultaneamente.

A situação constante no parágrafo anterior aplica-se também aos materiais rochosos, apesar de apresentarem vazios, não sendo perfeitamente compactos, se raciocinarmos não em termos de elementos e rochas com tais características (por exemplo a porosidade), mas sim em termos do material rochoso que forma as paredes dos vazios. Uma ruptura dessa rocha por esmagamento devido a compressão simples se dará por tração ou cisalhamento no seu material constituinte.

Uma das dificuldades encontradas na análise de ruptura é a ocorrência de escorregamentos plásticos [9] segundo determinados planos, onde não se verifica a separação das partes. A ocorrência destes escorregamentos pode impedir que se ultrapasse, num elemento de rocha, um determinado estado de tensão. Isto é, a partir de tal estado de tensão a rocha deixa de resistir aos esforços que sobre ela se aplicam, ou seja cede mas não rompe, e a massa rochosa continua como um único volume.

Na prática é bastante difícil estabelecer quando se inicia a cêdência em uma rocha, pois estas apresentam diversos comportamentos elementares simultaneamente (elasticidade, plasticidade, viscosidade etc.). A cedência aparece como uma característica da elasto-plasticidade, marcando a importância do nível de tensão que faz passar a rocha do estado elástico para o estado plástico.

A noção de resistência de rocha é bastante vaga, na caracterização dos comportamentos anelásticos das rochas, utilizando-se a designação de fluência para significar deformações recuperáveis instantaneamente, sem ruptura, qualquer que seja sua origem. E para as frações viscosas das fluências utiliza-se o termo escoamento.

Se examinarmos as rochas em escalas maiores como num maciço rochoso, compartimentado por diaclases, juntas de sedimentação, etc., a noção de resistência é bem mais complexa, pois será necessário considerar-se as rupturas de conjunto.

Estas considerações sobre resistência de rocha servem como uma introdução e propicia-nos a idéia da complexidade que devemos ter em mente para estudar teorias sobre cedência de materiais, ou teorias de ruptura que tentam explicar da melhor forma estes fenômenos.

3.4.1 Critérios de ruptura de rochas e maciços rochosos

Genêricamente podemos definir a resistência como o fato de um material possuir uma habilidade de resistir a uma determinada tensão sem ruptura em larga escala. A ruptura por sua vez pode ser encarada como um comportamento do material de uma forma indesejada. Pode se traduzir a palavra ruptura como sendo um colapso ou uma ruína.

Muitas vezes se faz a tradução da palavra em inglês "failure" e "fracture" como sendo de mesmo significado, no entanto em estudos mais aprofundados devem-se diferenciar estas palavras para uma compreensão mais acurada na descrição dos fenômenos

verificáveis no estudo da mecânica de rochas. A palavra "fracture" entendemos como sendo fratura ou fraturamento, que se refere a existência de uma separação física entre partes sólidas.

A ruptura de uma maneira geral entende-se na língua inglesa como sendo "failure", é influenciada pela natureza do material, tipo de carregamento, velocidade de carregamento, forma e superfície do corpo, temperatura, rigidez relativa do meio circundante etc.

A ruptura pode ocorrer por excesso de deformação elástica ou por deformação permanente ou plástica e ruptura com fraturamento, sendo a primeira a mais fácil de se prever.

3.4.2 Mecanismos de Ruptura

a) Cedência ou plastificação (Yielding)

O mais comum é o escorregamento entre dois planos de átomos, que ocorre em geral nos planos contendo o maior número de átomos por unidade de área. Devido a heterogeneidade ou não uniformidade do carregamento, a concentração de tensão em certos locais pode levá-los a plastificar. Um aumento do carregamento causa aumento das deformações permanentes e seu alastramento, podendo chegar-se a um estado de plastificação geral e colapso total.

3.4.3 Critérios de ruptura

O conceito de ruptura é muito delicado e difícil de ser explicado, pois definir as condições necessárias para estabelecer o estado de ruptura só se faz em teoria e no campo das hipóteses.

Os maciços rochosos em geral apresentam um certo número de comportamentos elementares, sendo raras as vezes em que estes se apresentam isoladamente (elasticidade, viscosidade, visco-elasticidade, plasticidade, visco-plasticidade, etc.) e por sua vez são responsáveis pela complexidade em se determinar o instante exato do início da ruptura.

3.4.3.1 Teoria da tensão de cisalhamento máximo (Teoria de Tresca)

Em 1870, Tresca estudou a deformação plástica dos metais e considerou que a cedência ocorreria quando a tensão de cisalhamento máximo τ máx. atingir um certo valor.

As tensões principais num ponto de um corpo sólido são dado por $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$, então a tensão cisalhante máxima neste ponto será :

$$\tau_{\text{máx}} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (3.34)$$

Portanto de acordo com a teoria da tensão máxima de cisalhamento, a cedência ou plastificação ocorre sob a seguinte condição:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_0 = \text{constante} \quad (3.35)$$

Apartir desta equação deduz-se que σ_2 não afeta na ruptura de acordo com esta teoria.

O estado de tensão no instante da ruptura utilizando o círculo de Mohr, resulta em um círculo com diâmetro constante $= \sigma_0$ da Equação 3.35. Da equação 3.34 $\sigma_{\text{máx}} = \sigma_0/2$, de modo que a Equação 3.35 pode ser expressa graficamente com linhas paralelas ao eixo σ conforme figura 3.15. E o círculo de Mohr demonstrando o estado de tensão no instante da ruptura estará em contato com essas linhas paralelas.

Na figura 3.15 o círculo de Mohr mostra os valores $\sigma_1 = S_t$ e $\sigma_0 > 0$ e $\sigma_3 = \sigma_2 = 0$, ou seja, um estado de tração uniaxial. Como será mostrado posteriormente, S_t é geralmente expressa $\sigma_1 = \sigma_2$ e $\sigma_3 = -S_c = -\sigma < 0$, ou seja, o estado de resistência uniaxial de compressão.

Portanto, se $S_t = S_c$ temos que a resistência a compressão é igual à resistência a tração de acordo com a teoria da tensão de cisalhamento máxima.

Se a resistência a compressão é muito maior que a resistência a tração nos casos de rochas e concreto, esta teoria não é

aplicável.

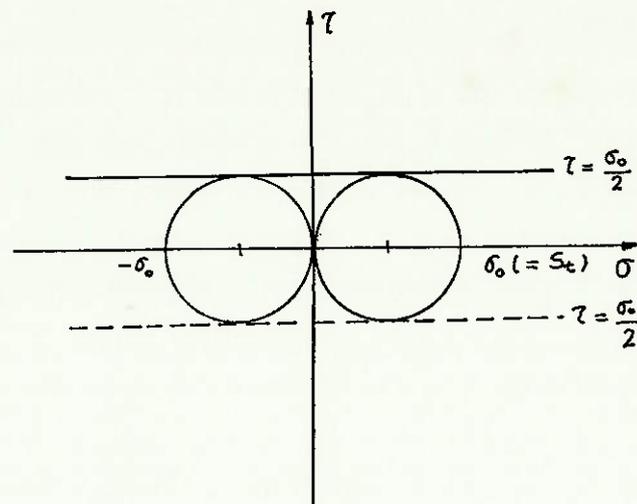


Figura 3.15 - Critério de cedência pela teoria da tensão de cisalhamento máxima

3.4.3.2 Critério de tensão principal máxima - Rankine

Esta teoria postula que o material sofre ruptura quando a maior tensão σ_1 atingir σ_t ou a menor tensão σ_3 atingir σ_c .

No diagrama $\tau \times \sigma$ temos ruptura quando o círculo de Mohr tangenciar as linha verticais tracejadas, isto é:

$$\sigma_1 = \sigma_t \quad \text{ou} \quad \sigma_3 = \sigma_c \quad (3.36)$$

Uma limitação apresentada pelo critério é o material que apresenta baixa resistência uniaxial, porém é resistente sem romper a altas tensões hidrostáticas.

No caso das rochas, as resistências que se verificam nos ensaios uniaxiais são muito menores para os de tração do que para os de compressão. Sendo assim devem-se considerar dois valores absolutos como máximos, um correspondente a compressão e outro para tração.

3.4.3.3 Critério de Deformação Principal Máxima - St. Venant

Igualmente ao critério Rankine, em qualquer estado de tensão

aplicado a um corpo, supondo que o mesmo esteja caracterizado pelas suas componentes principais σ_1 , σ_2 e σ_3 e que $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$, o corpo atingirá a ruptura quando σ_1 se igualar ao valor da tensão de ruptura do ensaio de compressão simples, σ_c ($\sigma_1 = \sigma_c$).

O corpo também poderá romper por compressão mínima quando esta se igualar a tensão de tração máxima ($\sigma_3 = \sigma_t$). Considerando $\epsilon_1 = \epsilon_c$ e $\epsilon_3 = \epsilon_t$ temos:

$$\epsilon_c = \frac{\sigma_c}{E} \quad (3.37)$$

$$\epsilon_t = \frac{\sigma_t}{E} \quad (3.38)$$

$$\epsilon_1 = \frac{1}{E} [\sigma_1 - \nu(\sigma_2 + \sigma_3)] \quad (3.39)$$

$$\epsilon_3 = \frac{1}{E} [\sigma_3 - \nu(\sigma_1 + \sigma_2)] \quad (3.40)$$

$$\sigma_c = \sigma_1 - \nu(\sigma_2 + \sigma_3) \quad (3.41)$$

$$\sigma_t = \sigma_3 - \nu(\sigma_1 + \sigma_2) \quad (3.42)$$

No caso do critério Rankine, $\sigma_1 = \sigma_c$ e $\sigma_3 = \sigma_t$, não considerando-se σ_2 .

3.4.3.4 Critério da Energia de Deformação Máxima - Betrami

Conforme esta teoria, a máxima energia de deformação armazenada por unidade de volume de um corpo sob qualquer sistema de tensões, não poderá exceder a que pode ser armazenada, nessa unidade de volume, num ensaio triaxial de tração ou compressão.

3.4.3.5 Critério da Energia de Distorção Máxima - Teoria de Von Mises, Teoria de Huber Hencky

A ruptura ocorre num dado ponto quando a energia de distorção

por unidade de volume iguala a energia de distorção do ensaio .
Como a energia de distorção é reflexo de cisalhamento temos:

$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 = 2 \sigma_0^2 \quad (3.43)$$

Por apresentar diferentes tensões principais a ruptura independe completamente de tensões hidrostáticas, sendo aplicável a plastificação de materiais dúcteis, argilas saturadas e determinadas rochas.

Hencky [5]concluiu em 1924 que a cedência ou plastificação ocorre quando a energia de deformação alcança um certo nível, isto é, considera-se a diferença entre a energia elástica total e a energia associada à variação de volume, não sendo influenciada pela quantidade de energia elástica associada à variação de volume admitindo-se que a ruptura ocorre com a mudança de forma.

Esta teoria é idêntica ao critério de Von Mises exceto no termo constante.

A energia de deformação elástica por unidade de volume é dada por:

$$W = \frac{1}{2} (\sigma_1 \varepsilon_1 + \sigma_2 \varepsilon_2 + \sigma_3 \varepsilon_3) \quad (3.44)$$

Podendo ser reescrita usando a generalização da lei de Hooke para:

$$W = \frac{1}{2E} (\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - 2\nu (\sigma_1 \sigma_2 + \sigma_2 \sigma_3 + \sigma_3 \sigma_1)) \quad (3.45)$$

Entre esta energia de deformação elástica, ocorre a mudança de volume que é dada por:

$$\frac{1}{6} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) (\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3) = \frac{1-2\nu}{6E} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)^2 \quad (3.46)$$

Subtraindo a equação 3.46 da equação 3.45 a diferença obtida é devida a distorção. Assim a energia de distorção pode ser dada

por:

$$W_s = \frac{1}{6G} (\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - \sigma_1\sigma_2 - \sigma_2\sigma_3 - \sigma_3\sigma_1) \quad (3.47)$$

$$= \frac{1}{12G} \{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2\} \quad (3.48)$$

A teoria diz que a cedência ou ruptura ocorre quando W_s alcança um certo valor. Se o corpo rompeu a uma tensão de tração σ_0 durante um ensaio, então o estado de tensão no tempo é dado por $\sigma_1 = \sigma_0$ e $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$

Portanto da equação anterior temos:

$$W_s = \frac{1}{6G} \sigma_0^2 \quad (3.49)$$

Substituindo a equação anterior na equação 3.48 a direção da cedência ou da ruptura do corpo pode ser reescrita por:

$$2\sigma^2 = (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \quad (3.50)$$

Ou seja, exatamente igual ao critério de Von Mises.

A teoria de Huber-Hencky é uma expressão física da expressão de Von Mises.

Nadai [14], considerou que a cedência ou fratura ocorre quando as normais do plano de eventual cisalhamento fazem ângulos iguais com as três direções. Ou seja, quando a tensão de cisalhamento octaédrica τ_{oct} , definida pela equação abaixo alcança um certo valor:

$$\tau_{oct}^2 = \frac{1}{9} \{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2\} \quad (3.51)$$

A diferença da Equação 3.50 com a 3.51 é o termo constante, e apresenta a seguinte relação entre σ_0 e τ_{oct} :

$$\nu \frac{2}{3} \sigma_o = \tau_{oct} \quad (3.52)$$

E tendo $\sigma_2 = \sigma_3$ na Equação 3.50 temos :

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_o \quad (3.53)$$

E coincide com o critério de Tresca:

$$\sigma_1 = \sigma_o \quad (3.54)$$

Concluindo portanto que o critério da energia de deformação e o critério de Tresca são corretos sob o critério de tensões:

$$\sigma_3 = -\sigma_o \quad (3.55)$$

No caso de $\sigma_1 = \sigma_2$ é obtido da Equação 3.50 desde que $\sigma_1 > 0$ e $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$. Por outro lado no caso da compressão uniaxial, $\sigma_3 = -\sigma_o$ é dado pela Equação 3.50 se $\sigma_1 = \sigma_2 = 0$ e $\sigma_1 < 0$. Portanto de acordo com a teoria da energia máxima de distorção a resistência de tração é igual a resistência de compressão, mas contraria resultados práticos de ensaios em rocha.

Dentre os critérios até agora citados pode ser feita uma comparação gráfica que representa o lugar geométrico dos pontos de cedência e os eixos são de tensões principais observadas em duas dimensões.

O critério que se mostra mais conservativo, isto é, o maior fator de segurança corresponde ao de menor área, portanto corresponde ao critério de Tresca. Esta análise feita em três dimensões parte de corpos geométricos como prismas e elipsóides. Figura 3.16.

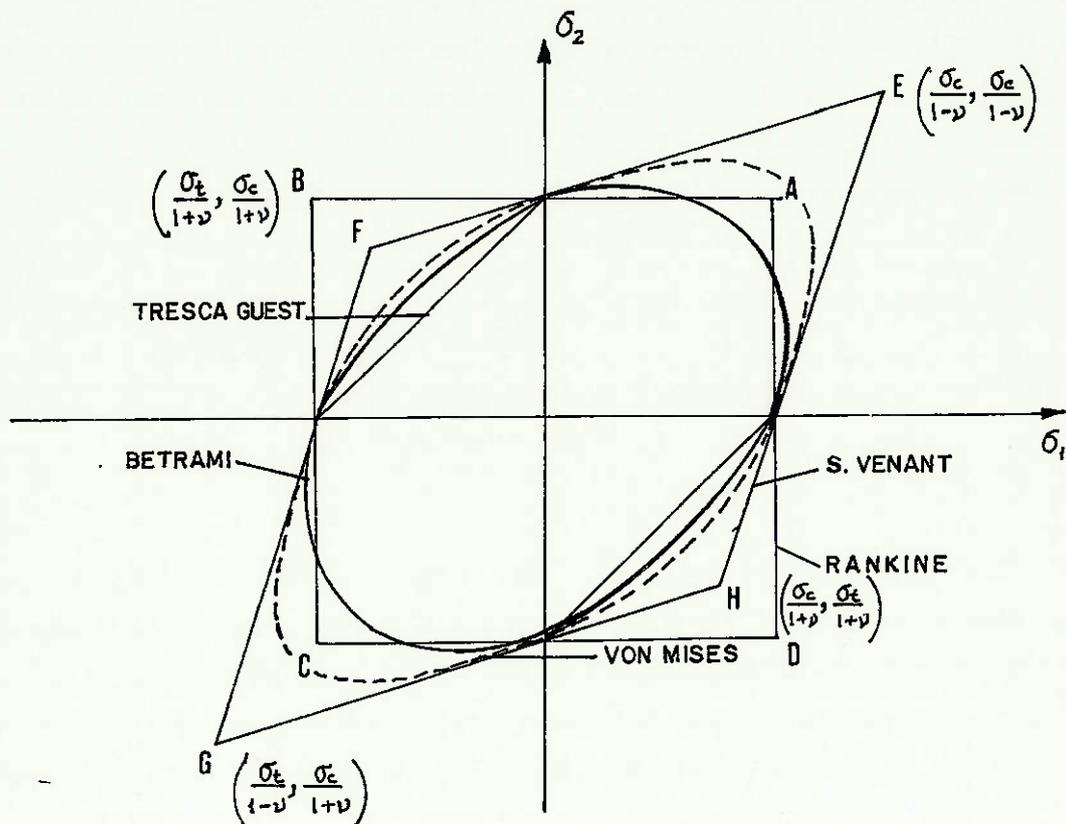


Figura 3.16 - Comparação gráfica dos critérios de ruptura num sistema de representação bidimensional

3.4.3.6 Critério de Coulomb - Navier

A teoria de ruptura de Navier representou um passo importante em relação a teoria das tensões máximas de cisalhamento. Esse passo consistiu em considerar o atrito interno dos materiais interveniente nas ações de ruptura por cisalhamento.

3.4.3.6.1 Teoria do ângulo de atrito interno - Teoria de Coulomb

Esta teoria foi estabelecida após experiências conduzidas por Coulomb no final do século XIX. Através de resultados de ensaios de compressão, Coulomb considerou que a fratura deveria ocorrer de forma a obedecer uma relação entre a tensão de cisalhamento τ e a tensão normal σ :

$$|\tau| = \tau_0 - \mu \sigma \quad (3.56)$$

onde: τ_0 é a constante de resistência ao cisalhamento ou coesão.

μ é constante chamado coeficiente interno de atrito.

Se considerarmos uma amostra cilíndrica onde a seção A para a qual uma força P é aplicada vertical por compressão, teremos $\tau_x = 0$ e $\sigma_x = -P/A$ na seção XX' normal na direção da força. A tensão na seção BB' formando um ângulo α a direção da força pode ser dada por:

$$\left. \begin{aligned} |\sigma_B| &= P/A \sin^2 \alpha \\ |\tau_B| &= P/A \sin \alpha \cos \alpha \end{aligned} \right\} \quad (3.57)$$

Na porção acima da seção BB' da amostra desloca-se sobre a porção abaixo, sendo que a tensão que causa este deslocamento é a tensão de cisalhamento $|\tau_B|$. Se o coeficiente de atrito na seção BB' é μ , então a tensão que resiste ao deslocamento é $\mu|\sigma|$. Portanto a tensão efetiva (tensão de cisalhamento efetivo) que causa o deslocamento é dada por:

$$\tau_B = |\tau_B| - \mu |\tau_B| \quad x \quad (3.58)$$

O deslocamento ocorrerá quando esta tensão efetiva de cisalhamento se igualar a resistência de cisalhamento τ_0 , isto é, quando a relação abaixo se satisfizer:

$$\tau_0 = |\tau_B| - \mu |\tau_B| \quad xx \quad (3.59)$$

Entretanto, τ_B é a tensão de compressão tanto que seu sinal é negativo, sendo que a Equação 3.58 é realmente a mesma que a Equação 3.59.

De acordo com considerações acima, a direção do plano em que ocorre o deslocamento será determinada de acordo com as seguintes considerações:

Substituindo a Equação 3.57 na Equação 3.58 temos:

$$\tau_0 = P/A \sin \alpha \cos \alpha - \mu P/A \sin^2 \alpha \quad (3.60)$$

Se o deslocamento ocorre na direção onde τ é máxima então:

$$\frac{\partial \tau}{\partial \alpha} = \frac{P}{A}(\cos \alpha - \mu \sin \alpha) - \mu \frac{P}{A} (2 \sin \alpha \cos \alpha) = 0 \quad (3.61)$$

Portanto obtém-se:

$$\mu = \cot 2\alpha \quad (3.62)$$

O deslocamento ocorre ao longo do plano inclinado com ângulo $\alpha = 1/2 \operatorname{arccot} \mu$ com a direção da força no caso acima considerado.

A noção de atrito interno é uma generalização da noção de atrito entre duas superfícies separadas. Este atrito é o esforço tangencial necessário para deslocar uma superfície sobre a outra, admitindo-se estarem juntas por ação de uma força normal. O esforço tangencial depende de esforço normal e das características do contato. Portanto podendo-se escrever que:

$$T = \mu N \quad (3.63)$$

sendo: T força tangencial

N força normal

μ coeficiente de atrito

Para melhorar a compreensão do seu significado considera-se o coeficiente adimensional como a tangente de um ângulo que se designa por ângulo de atrito ($\mu = \operatorname{tg} \phi$).

O atrito interno é o atrito que potencialmente existe em qualquer plano no interior de um corpo contínuo e que quando se verificar condições de ruptura, tenderá a reagir contrariamente às forças que tentarem ocasionar a ruptura.

O ângulo de atrito interno não é necessariamente igual ao atrito verificado por duas superfícies em contato do mesmo material.

3.4.3.6.2 Critério de Navier

A teoria de ruptura de Navier postula que as rochas não se rompem segundo os planos em que a tensão de cisalhamento é máxima, mas sim a tensão de cisalhamento máxima deduzindo-se a resistência do atrito.

A diferença entre a tensão cisalhante τ é a ação do atrito $\mu\sigma$ é devida a tensão normal e à coesão referida no capítulo anterior.

$$c = \tau - \mu\sigma \quad (3.64)$$

Os valores c e μ segundo a teoria, são constantes características de resistência, podendo ser obtidos a partir de ensaios experimentais.

O valor de c e μ podem ser obtidos por construções planas nos círculos de Mohr.

Tomando-se as tensões principais ($\sigma_p, \sigma_q, \sigma_r$) para um caso de ruptura obtém-se os círculos C_1, C_2 e C_3 cujos raios são as seguintes:

$$C = \frac{\sigma_p - \sigma_q}{2} \quad (3.65)$$

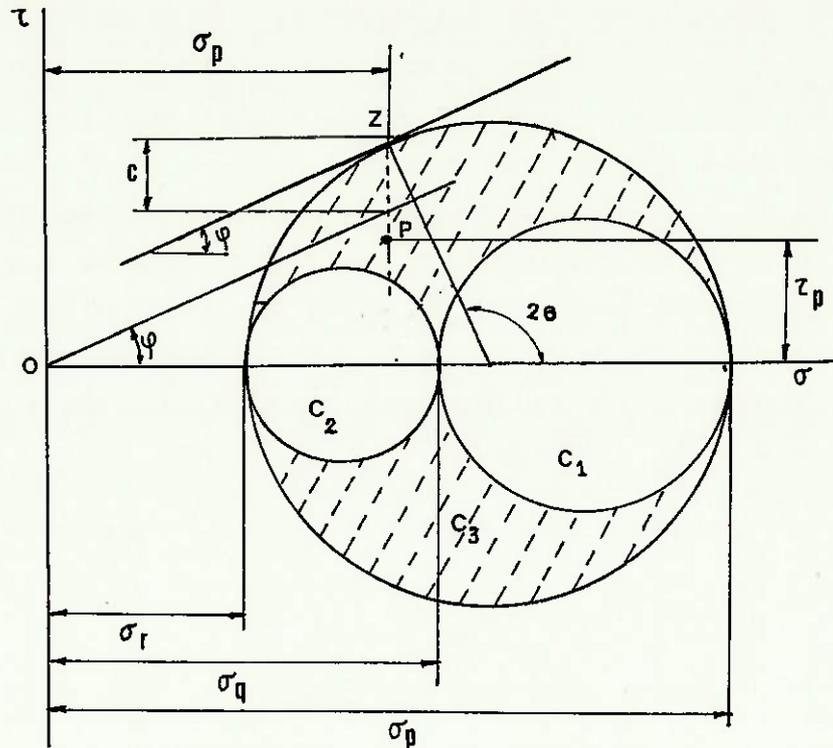
$$C = \frac{\sigma_q - \sigma_r}{2} \quad (3.66)$$

$$C = \frac{\sigma_p - \sigma_r}{2} \quad (3.67)$$

O estado de tensão num plano qualquer passando por um ponto P é representado no plano σ, τ dentro da área hachurada que inclui os pontos dos círculos C_1, C_2 e C_3 . Figura 3.17

As coordenadas σ_p, τ_q representam respectivamente, as tensões normal e a cisalhante no plano onde o estado de tensão é P

Figura 3.17



Para qualquer valor de tensão normal σ_p há um número infinito de planos que tem essa tensão normal. Porém somente um plano possui simultaneamente o máximo valor de tensão tangencial τ_p possível para tensões normal. Este plano é representado por Z sobre o círculo representado pelas tensões principais, maior e menor.

Se temos:

$$\tau = c + \mu\sigma \quad (3.68)$$

A ruptura ocorrerá num plano onde a tensão de cisalhamento τ é máxima. Portanto se $(\sigma_p, \sigma_q, \sigma_r)$ for o estado de tensão principal intermediária não haverá influência na ruptura.

Para simplificação de raciocínio, consideremos a tensão principal intermediária igual a qualquer das outras duas tensões principais, tornando-se assim um caso de elasticidade plana, representada pelo círculo de Mohr das tensões principais maior e menor. Neste caso demonstra-se que o ponto que representa o estado de tensão, segundo direção definida pelo eixo da tensão principal maior, um ângulo θ , situa-se sobre o círculo de Mohr referido, definindo com o centro deste círculo e com o ponto de menor tensão

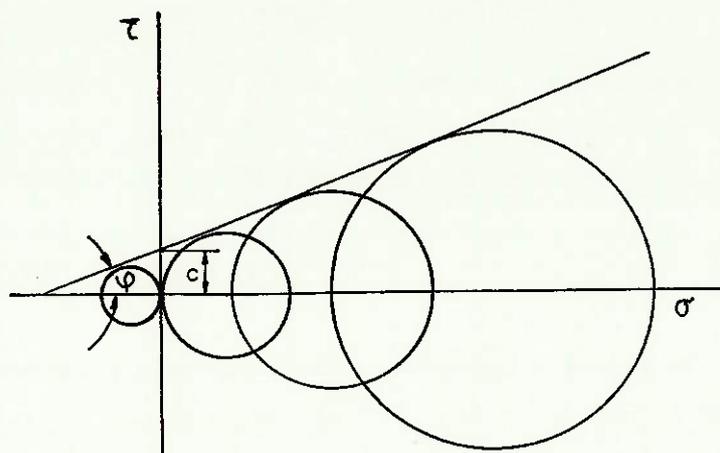
principal um angulo 2θ

O ponto Z é marcado no círculo C_3 utilizando o angulo verificado na ruptura durante um ensaio.

O angulo ϕ , tal que $\text{tg}\phi = \mu$, é o angulo tangente ao círculo C_3 no ponto Z com eixo σ , e a coesão representa a diferença de ordenadas c , dado pela equação $\tau = c + \mu\sigma$ (3.69)

Normalmente a determinação das inclinações das fraturas não é precisa. Sendo assim, para se obter c e μ , que são constantes da rocha, a variação dos pares σ_p , σ_r , correspondente a várias condições ruptura permite traçar uma família de círculos de Mohr, que possibilita traçar uma mesma reta tangente. Figura 3.18

Figura 3.18



A reta a é conhecida como retas de Coulomb. Na Equação 3.69 ou na figura acima verifica-se que a coesão c corresponde a tensão de cisalhamento necessária para se iniciar a ruptura segundo um plano, quando a tensão normal é nula neste plano.

A inexistência de coesão caracteriza o material como incoerente, sendo que a reta passará pela origem como no caso das areias.

3.4.3.7 - Critério de ruptura de Mohr

Assume-se que, quando ocorrer fraturamento por cisalhamento num determinado plano o par (σ, τ) contido no plano, satisfaz uma relação genérica $|2\tau| = f(\sigma)$, definida por uma curva experimental

no eixo (σ, τ) . Se o ponto (σ, τ) estiver abaixo da curva não ocorrerá ruptura; se sobre a curva inicia-se a ruptura e estando acima da curva não é fisicamente admissível.

A teoria baseia-se na noção de atrito de Coulomb, sendo chamada também de teoria Mohr-Coulomb. As rupturas ocorrem por tração segundo planos normais à direção da tensão aplicada, ou a ruptura ocorre por cisalhamento no qual a diferença entre a tensão de cisalhamento e a ação do atrito interno é máxima. Admite-se que os valores desta diferença (coesão) e o valor do coeficiente de atrito variem de acordo com o confinamento.

Trata-se de uma generalização da teoria de Navier, que procura explicar os comportamentos das rochas quando submetidas a tensões de confinamento elevadas.

Como a coesão e atrito interno dependem da tensão de confinamento não se considera como constantes da rocha, mas sim parâmetros mecânicos característicos do estado de tensão.

3.4.3.7.1 - Envoltória de Mohr

Mohr considerou que a fratura deveria ocorrer quando a tensão de cisalhamento τ atinge um certo valor determinado pela tensão normal σ ou quando a tensão de tração máxima atinge um certo valor T_0 . Isto significa que a relação entre a tensão normal e a tensão cisalhante no momento da ruptura é:

$$\pm \tau = f(\sigma) \quad (3.70)$$

$$\text{e que } \tau = f(T_0) = 0 \text{ quando } \sigma = T_0 > 0 \quad (3.71)$$

Neste caso, se o estado de tensão no instante da ruptura é expressa pelos círculos de Mohr, então a Equação 3.70 resultará na envoltória no instante da ruptura a curva da Equação 3.70, existirá um ponto que satisfaz a condição $\tau > f(\sigma)$ entre a tensão cisalhante e tensão normal.

a) Envoltória representada por retas.

Consideremos um caso simples onde a Equação 3.70 representa duas retas simétricas em relação ao eixo σ conforme a Figura 3.19, neste caso a Equação 3.70 é uma equação linear

expressa por:

$$\pm \tau = \tau_0 + c \sigma \quad (3.72)$$

onde c é constante

Ao comparar-se a Equação 3.72 com a Equação 3.56 verifica-se que c é representado por μ . Deste modo a Equação 3.70 representa um envoltória sendo a teoria do ângulo de atrito interno um caso particular da envoltória de Mohr.

Portanto, na teoria do ângulo de atrito interno, o círculo O da Figura 3.19, e círculo O' representam respectivamente a ruptura devido a compressão uniaxial e a tensão de tração. A partir disto será conhecido que a resistência à tração S_t é menor do que a resistência à compressão S_c , coincidindo com experimentos em rochas.

Considerando-se que o caso onde $\sigma > 0$, isto é, a tensão normal é a tensão de tração, na Figura 3.19, o valor do ponto T obtido pela reta dada pela Equação 3.72 que intercepta o eixo σ , é maior do que a resistência à tração S_t . Este ponto representa a tensão na ruptura quando as forças de trações uniformes são aplicados em três direções. Entretanto para materiais como as rochas (menos resistentes que os metais) isto não deve ocorrer, ou seja, a tensão de ruptura torna-se maior quando as forças de tração são

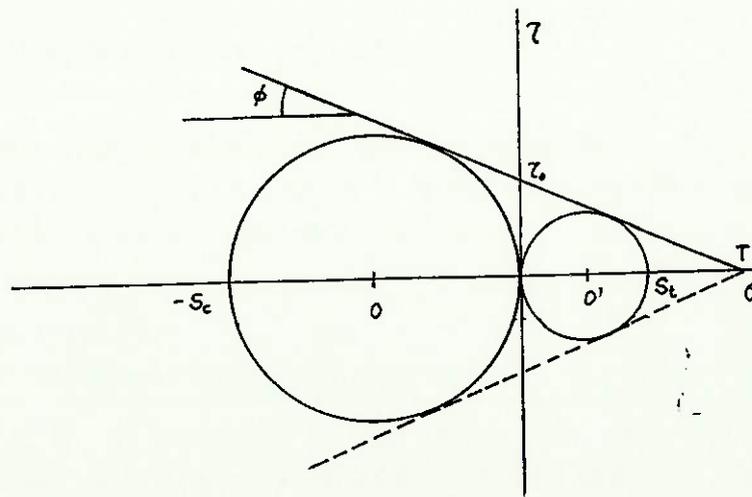


Figura 3.19

aplicadas em tres direções do que quando são aplicadas as forças de tração unaxial.

Sabe-se que o circulo de Mohr na ruptura é dado pela Equação:

$$\tau^2 + \left(\sigma - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right)^2 = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right)^2 \quad (3.73)$$

Este circulo interceptará a reta dada pela Equação 3.72. Obtem-se a seguinte fórmula pela substituição da Equação 3.19 no lugar de τ da Equação 3.73:

$$\left(\tau_0 - c\omega \right)^2 + \left(\sigma - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right)^2 = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right)^2 \quad (3.74)$$

Obtém-se a partir da equação acima a seguinte relação entre σ_1 e σ_3 :

$$\left(c + \sqrt{1 + c^2} \right) \sigma_1 + \left(c - \sqrt{1 + c^2} \right) \sigma_3 = 2\tau_0 \quad (3.75)$$

Se $c=0$ obtemos uma fórmula equivalente a Equação 3.72. Por isto podemos dizer que a teoria da tensão de cisalhamento máximo é um caso especial da teoria da envoltória da Mohr.

A teoria da tensão de cisalhamento máximo é baseado no conceito que a envoltória dos circulos de Mohr na ruptura é uma linha reta paralela do eixo σ .

b) Envoltória representada por parábola.

Considerando-se que o caso em que a Equação 3.70 representa uma parábola simétrica sobre o eixo x (σ), a equação geral dada por:

$$\tau^2 = m T_0 (T_0 - \sigma) \quad (3.76)$$

Para $m > 0$ e $T_0 > 0$, a equação acima pode ser representado pela envoltória conforme a Figura 3.19a. Portanto a envoltória intercepta o eixo σ somente para $\sigma > 0$, ou seja a tensão normal é a

tensão de tração.

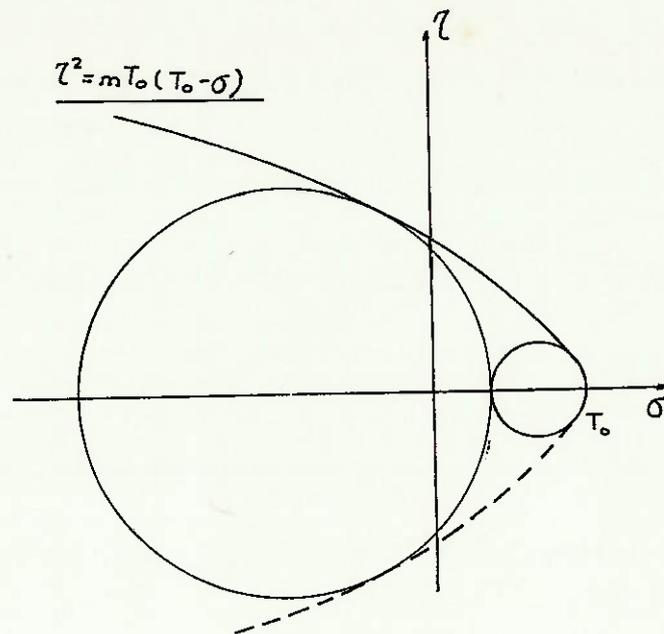


Figura 3.19a

Na teoria de Navier a resistência de uma rocha era representada por uma reta no plano σ, τ , suposta tangente comum aos círculos de Mohr, correspondente a todos os casos possíveis de ruptura. Na teoria de Mohr é representada por uma curva sensivelmente de forma parabólica. Figura 3.20.

Conforme a teoria de Navier, a teoria de Mohr considera como responsáveis pela ruptura os valores das tensões principais maior e menor. Os planos de ruptura ocorrerão com a direção da tensão principal intermediária. A inclinação em relação à direção principal maior pode ser obtida a partir do ponto em que a envolvente e a tangente ao círculo de Mohr correspondente a essa ruptura.

Conforme a teoria de Navier, se θ é o ângulo formado pela direção da maior tensão principal com o plano de ruptura, esse ângulo deverá corresponder ao ângulo 2θ na construção de Mohr. Figura 3.21

Figura 3.20

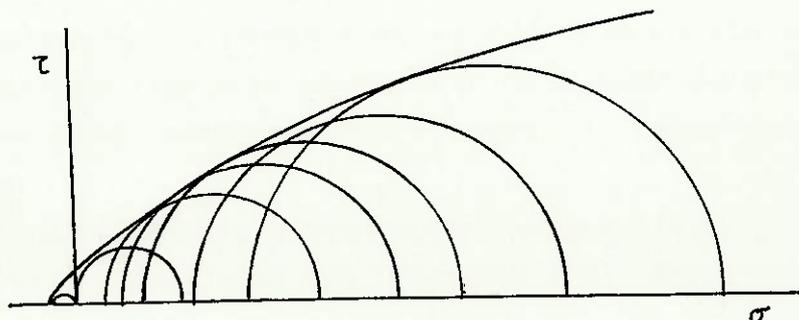
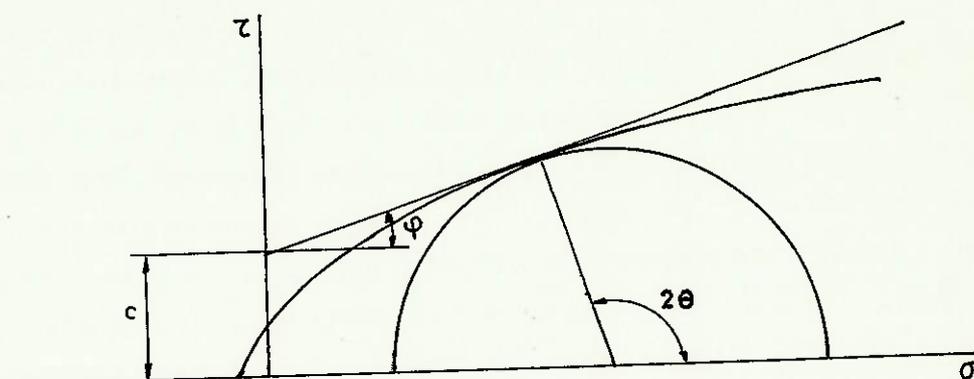


Figura 3.21



A envolvente dos círculos de Mohr foi denominada por Caquot de curva intrínseca da resistência elástica. Todos os pontos que no plano σ, τ , são exteriores àquela envolvente representam estados de tensão sob os quais o comportamento elástico é impossível, tais pontos corresponderão a condições de ruptura ou cedência.

Para melhor compreensão dos conceitos apresentados neste item, é feita no ANEXO D, uma descrição e os comentários relativos ao ensaio de cisalhamento executado em laboratório, na qual pode-se compreender a relação $\tau \times \sigma$ por diferentes ensaios.

3.4.3.8 - Crítério de ruptura de Griffth

A. A. Griffth admitiu a hipótese de que a ruptura de materiais frágeis submetidas a tração inicia-se a partir de descontinuidades ou microfissuras do material. Considera-se material frágil, quando este não apresenta características plásticas antes da ruptura, ou seja, o material comporta-se de modo elástico totalmente. Sendo que em 1924, Griffth estendeu sua hipótese ao caso de rupturas devidas a um estado de compressão triaxial e estabeleceu equações aplicáveis à determinação de tensões de ruptura.

Após 1950, suas hipóteses começaram a ser aplicadas a ruptura de rochas, merecendo uma atenção considerável por parte dos

pesquisadores, sendo hoje considerada o critério que melhor se ajusta à explicação do início de ruptura das rochas predominantemente frágeis.

As hipóteses iniciais tentavam explicar porque os valores de resistência obtidos na prática eram bem menores do que os obtidos por cálculo teórico baseado nas forças intermoleculares. Foi postulado que tal diferença obtida nos ensaios de tração dos materiais frágeis era devida a presença de pequenas fendas, em volta das quais ocorria uma grande concentração de tensões sempre que estes fossem solicitados. Partindo do pressuposto de que tais fendas pudessem ser consideradas como tendo seções elípticas alongadas, permitiu-se relacionar as tensões principais instaladas no meio com a respectiva resistência a tração, estudando condições de propagação de fendas com base em considerações energéticas.

Por esta teoria as tensões concentram-se, crescendo até que σ iguale a resistência do material à resistência a tração, rompendo o corpo de ensaio. Existe uma energia de superfície α do material que é característica do mesmo.

A energia α no instante da ruptura é dada por $\sigma_m^2/2E$, sendo o espaçamento intergranular.

$$\alpha = \frac{a \sigma_m^2}{2E} \quad (3.77)$$

$$\sigma_m = \sqrt{\frac{2 \alpha E}{a}} \quad (3.78)$$

A teoria de Griffith pode ser estendida a um estado biaxial de tensão de tração.

A teoria não explica bem a ruptura por compressão devido a um fenômeno não previsto. Isto porque a fenda pode se fechar e o atrito aumentar, dificultando a ruptura.

Para tensão aplicada haverá um σ_{cr} no momento do fechamento das fendas (Maclintock & Walsh):

$$\sigma \geq \sigma_{cr} \text{ (fechamento)} \Rightarrow \sigma_n = \sigma - \sigma_{cr} \quad (3.79)$$

$$\sigma < \sigma_{cr} \text{ (n\~ao fechamento)} \Rightarrow \sigma_n = 0 \quad (3.80)$$

Após a fenda ter suas bordas tocadas há uma tensão de cisalhamento $\tau = \mu \sigma_n$, onde μ é o coeficiente de atrito entre as bordas encostadas de uma fenda:

$$\tau = \mu(\sigma - \sigma_{cr}) \quad (3.81)$$

Para rochas com $\mu \simeq 1$, $\tau = \sigma$ (diferente nas direções consideradas)

Por este critério pode se obter valores corretos de σ_t . Expressando matematicamente para um estado triaxial de tensão

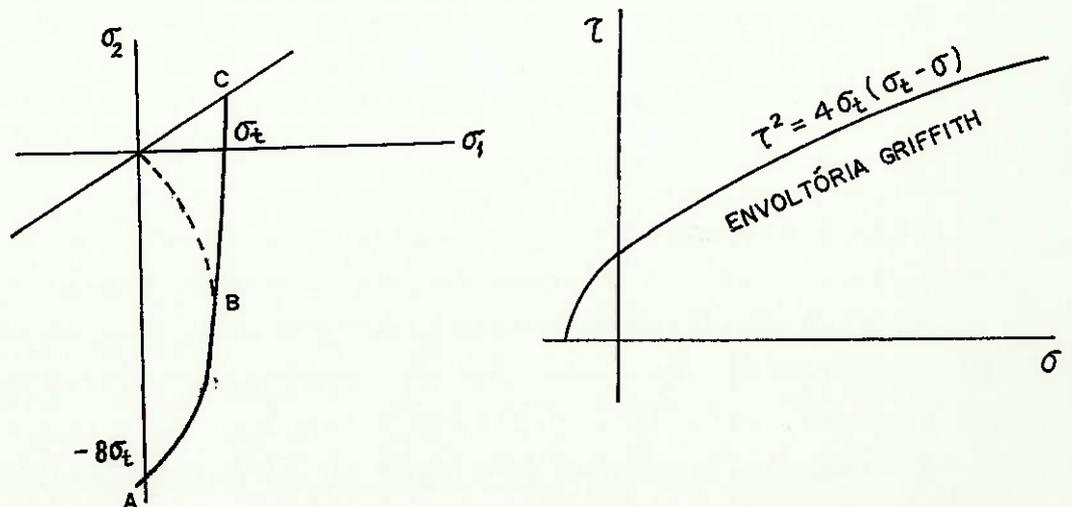
temos:

$$\sigma_1 = \sigma_t \text{ quando } 3\sigma_1 + \sigma_2 > 0 \quad (3.82)$$

$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + 8\sigma_t(\sigma_1 + \sigma_2) = 0 \text{ quando } 3\sigma_1 + \sigma_2 < 0 \quad (3.83)$$

Isto significa que a ruptura ocorre quando o ponto (σ_1, σ_2) atinge o lugar geométrico dos pontos de ruptura, como representado na Figura 3.22 pela curva ABC.

Figura 3.22



3.4.3.8.1 - Modificações de Maclintock e Walsh e a Teoria de Griffith.

Este estudo destinou-se a estender a teoria de Griffith a ruptura por compressão dos materiais frágeis. Considera-se o efeito de fechamento das fendas, quando a tensão aplicada excede um valor crítico (σ_{cr}), o que faz desenvolver uma tensão σ_n entre as bordas da fenda:

$$\sigma < \sigma_{cr} \Rightarrow \sigma = 0 \quad (3.84)$$

$$\sigma \geq \sigma_{cr} \Rightarrow \sigma_n = \sigma - \sigma_{cr} \quad (3.85)$$

E a tensão nas bordas da fenda será:

$$\tau = \mu \sigma_n = \mu (\sigma - \sigma_{cr}) \quad (3.86)$$

Num estado biaxial de tensão ($\sigma \ \sigma$) verifica-se:

$$(\sigma_1 - \sigma_2) \sqrt{1 + \mu^2} - \mu(\sigma_1 + \sigma_2 - \sigma_{cr}) = \pm 4\sigma_t \sqrt{1 - \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_t}} \quad (3.87)$$

Resultando para as rochas com $\mu = 1$:

$$\sigma_c = 10 | \sigma_t | \quad (3.88)$$

Resultando num valor mais realístico para as rochas. A representação gráfica do critério de Griffith modificado por Maclintock e Walsh é mostrada na Figura 3.23

3.4.3.9 - Critério de Bieniawski

Este critério combina os critérios de Mohr-Coulomb e Griffith modificado. Bieniawski efetuou seus estudos em laboratório e minas de grande profundidade onde ocorrem fenômenos de "rock burst".

A característica principal do critério de Bieniawski foi mostrar que a teoria de ruptura de Griffith modificada explica bem o início da ruptura (ponto II da Figura 3.24), com a envoltória de forma linear, e que a teoria de Mohr explica bem a ruptura franca,

caracterizando a resistência da rochas com envoltória da forma parabólica.

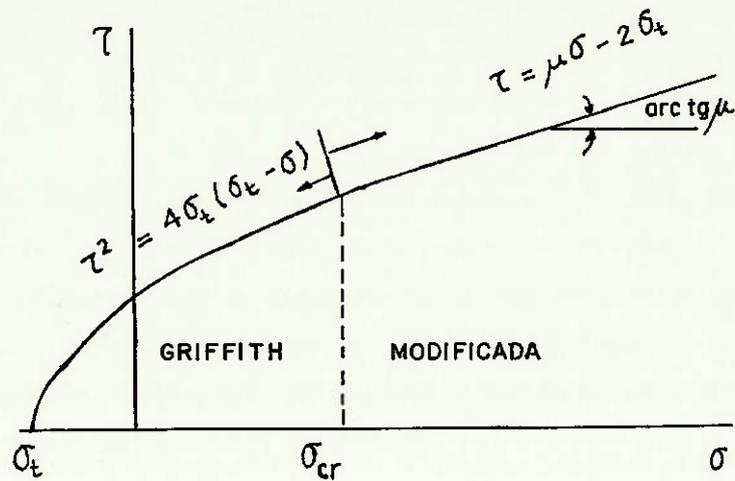


Figura 3.23

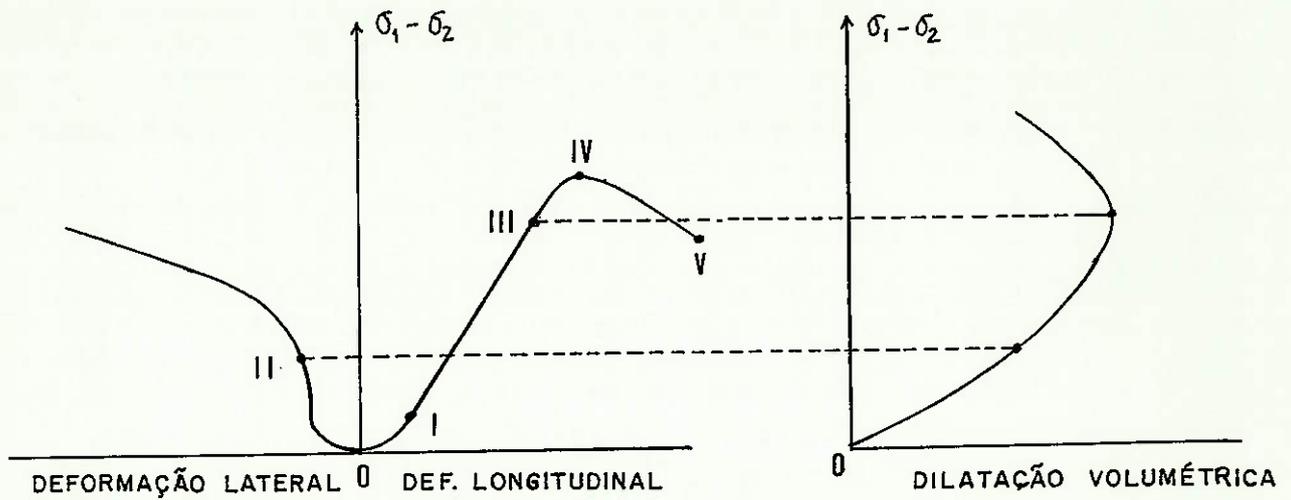


Figura 3.24

Pontos notáveis

- | | |
|-----|--------------------------------------|
| I | - Conclusão do fechamento das fendas |
| II | - Início da ruptura |
| III | - Libertação da energia crítica |
| IV | - Destruição da resistência |
| V | - Ruptura franca |

3.4.3.10 - Outras teorias para ruptura de rochas

Muitos critérios que tentam determinar como ocorre uma ruptura, são direcionados de modo a compreender o material quanto ao comportamento da resistência dos materiais. No entanto outros tipos de teoria foram desenvolvidos sob outro enfoque.

Considera-se a quantidade de energia necessária para obter uma fragmentação de um determinado material rochoso, isto é, uma quebra de modo a obter redução de diâmetros das peças rochosas, ou mesmo cominuição para tratamento mineral.

O princípio da fragmentação (crushing) do material é concebido por algumas teorias que explicam como pode ocorrer fisicamente esta fragmentação, mas que não serão discutidas neste trabalho já que estão relacionadas com o campo de tratamento de minérios, como por exemplo: a Teoria de Rittinger; Teoria de Kick e Teoria de Bond.

4 MECANICA DE ROCHAS E A ENGENHARIA DE MINAS

4.1 - Conceitos gerais

O problema de engenharia mecânica relacionado com minerações subterrâneas é a previsão de comportamento de um corpo de minério e sua encaixante, considerando-se as solicitações nela impostas durante as escavações ou na retirada do minério. O objeto de estudo da engenharia no tocante a mecânica de rochas, assim como a aplicação dos princípios da mecânica ao projeto de estruturas de rochas são necessários na atividade de mineração. Obviamente, a disciplina está intimamente relacionado com os principais ramos da mecânica clássica e mecânica do meio contínuo, mas como poderá ser visto mais adiante, muitos fatores específicos identificam-na como um campo distinto e coerente dentro da engenharia.

Uma definição amplamente aceita de mecânica de rochas é aquela primeiramente apresentada pelo US National Committee on Rock Mechanics em 1964 e depois modificada em 1974:

" A mecânica de rochas é uma ciência teórica e aplicada ao comportamento mecânico das rochas e ao maciço; é o campo da mecânica relacionado com a resposta das rochas e do maciço rochoso aos campos de tensões dos seus ambientes físicos."

Nítidamente, a disciplina como foi definida é de importância fundamental para a engenharia de minas porque o ato de criar vazios altera o campo de forças do meio físico das rochas. Como será demonstrado ao longo deste capítulo, o estudo da resposta da rocha a estas mudanças requer a aplicação de técnicas analíticas desenvolvidas especialmente para esse fim, e que agora fazem parte do corpo da disciplina. A mecânica de rochas faz parte de um ramo mais amplo da geomecânica, que está relacionado com as reações mecânicas de todos os materiais geológicos incluindo solos.

A aplicação dos princípios da mecânica de rochas na mineração subterrânea está baseada em premissas simples e, talvez bem

evidentes:

- (a) Está postulado que ao maciço pode ser atribuído uma série de propriedades mecânicas que podem ser mensuráveis em ensaios padronizados.
- (b) É assegurado que o processo de mineração subterrânea gera uma estrutura de rocha composta de vazios, elementos de suporte e que o desempenho mecânico da estrutura está sujeito a análises, usando-se para isso os princípios da mecânica clássica.
- (c) A capacidade para prever e controlar o desempenho mecânico da rocha encaixante pode assegurar ou melhorar o desenvolvimento econômico da mina. Isto pode ser expresso na prática pela eficiência dos recursos, medidos em termos de porcentagem do volume de extração, produtividade da mina ou lucratividade direta.

Estas idéias podem ser vistas como elementares. Contudo, pode notar-se que até aplicações limitadas do conceito de mecânica na escavação de minas ou em projeto estrutural da mina são comparativamente uma inovação.

É oportuno considerar brevemente alguns dos processos mecânicos que ocorrem quando da escavação das rochas na mineração subterrânea. A Figura 4.1a representa um cruzamento de galerias num corpo de minério sedimentar delgado uniforme. As sequências ABCD e EFGH representam blocos de minério que estão para serem minerados. Anteriormente a mineração, o material com as superfícies ABCD e EFGH exerce uma série de tensões de suporte na rocha ao redor. A escavação do corpo de minério para dar a configuração no meio rochoso da Figura 4.1b elimina as tensões de suporte, ou seja, o processo de mineração é estáticamente equivalente a introdução de uma série de forças nas superfícies ABCD e EFGH (iguais em magnitude), mas oposto em sentido das tensões existentes originariamente. Sob a ação destas forças

induzidas pela escavação, as perturbações mecânicas geradas são impostas do meio rochoso. Deslocamentos da rocha encaixante ocorrem na área minerada, isto é no vazio. Pressões e deslocamentos são provocados no pilar central e nos suportes. Finalmente, as tensões superficiais provocadas atuando entre os deslocamentos de superfícies produzidas resultam num aumento da energia de deformação do maciço rochoso. A energia de deformação é armazenada localmente nas zonas onde ocorre aumento da concentração de tensão.

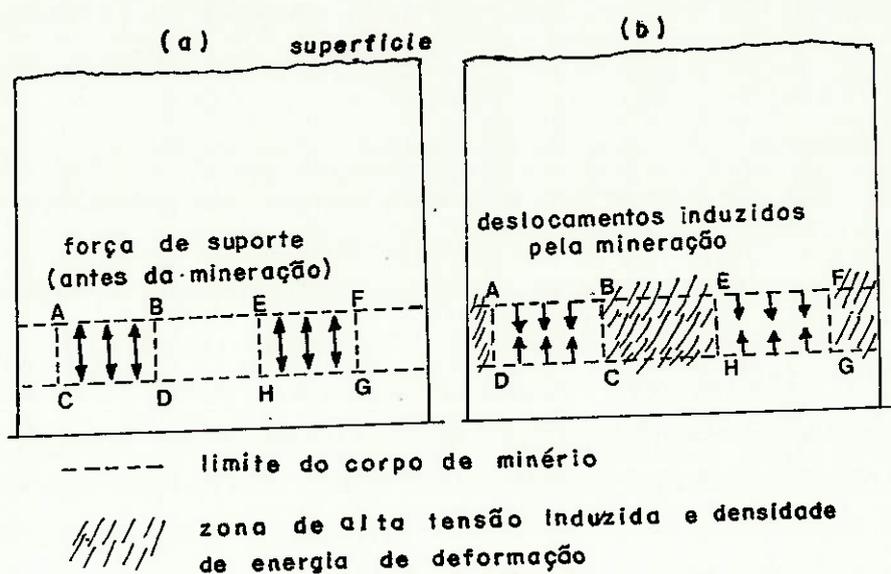


Figura 4.1a

O último objetivo no projeto de uma mina é controlar os deslocamentos de rocha nas escavações da mina e em volta dela. Deslocamentos elásticos ao redor dessas escavações são tipicamente pequenos. Deslocamentos de rochas consequentes da atividade de engenharia podem envolver os seguintes processos:

- fratura de uma rocha intacta;

- escorregamento nas feições geológicas, tais como uma falha;
- desvios excessivos do teto e piso (devido a sua separação da rocha encaixante) e
- ruptura instável no sistema.

Este último processo tido é fisicamente como um desprendimento repentino da energia potencial armazenada, e uma mudança significativa no equilíbrio da estrutura.

Estes tipos de resposta das rochas em potencial, prontamente definem alguns dos componentes de uma metodologia. Tal metodologia é projetada para dar base a um modelo de escavação justificável geomecanicamente. Pode-se afirmar que esta metodologia inclui elementos do conhecimento mecânico tais como:

- Determinação de forma precisa e reproduzível das propriedades de resistência e deformabilidade do corpo de minério e da rocha encaixante;
- Ter-se procedimentos para ensaios e técnica de exploração geológica corretos das estruturas geológicas do maciço rochoso, como a localização espacial, propriedades mecânicas de todas as descontinuidades que ocorrem numa área influenciada pela mineração, principalmente falhas e fraturas geológicas. Visto que a tendência de escorregamentos em planos de fraqueza dos maciços está relacionada com a pressão de água nas fissuras, a distribuição da pressão de água subterrânea na mina deve ser estabelecida. Por último, são necessárias técnicas analíticas para valorização de cada uma das possíveis maneiras de responder ao maciço rochoso, dadas as condições do local da mina e a geometria da mina.

Um grande número de fatores tem contribuído para aparição relativamente recente da mecânica de rochas como uma tecnologia de mineração. A principal causa para isto é o surgimento de empreendimento mineiros de grande porte e aumento das operações mineiras subterrâneas. Elas estão associadas com a busca de um objetivo econômico de uma lucratividade melhorada com o aumento da

produção. Visto que, aumentando-se a capitalização de um projeto requer-se maior segurança da sua realização no decorrer do trabalho, exigindo-se técnicas mais formais e rigorosas no projeto da mina, no planejamento e nas práticas programadas. O aumento da escala de operações de mineração subterrânea também tem tido um efeito direto na necessidade de um modelo estrutural de mina efetivo, haja visto a possibilidade de uma falha poder ser estimada como estando de alguma forma relacionado com o tamanho da mina. A necessidade de explorar recursos minerais em ambientes de mineração desfavoráveis tem proporcionado também um impulso significativo para a pesquisa geomecânica. Particularmente, a profundidade desenvolvida nas áreas de mineração, tais como da Bacia de Witwatersrand na África do Sul e da área de Coeur d'Alene nos Estados Unidos, tem estimulado pesquisas em vários aspectos com relação ao comportamento de rochas sob alta tensão. Convém ressaltar que, atualmente as preocupações com relação a conservação de recursos e a segurança industrial tem-se refletido na mineração como tentativas de possibilitar ao máximo de recuperação de qualquer reserva mineral e, através de estudos detalhados das práticas e técnicas requeridas, manter a segurança nos locais de trabalho subterrâneo

No desenvolvimento da mecânica de rochas como um campo da ciência de engenharia, tem havido uma tendência em considerá-la como derivada, se for subordinada a mecânica de solos. Apesar da sobreposição de alguns princípios básicos, há estudos que surgem no campo da mecânica de rochas distinguindo-a da mecânica do solos. A principal diferença entre os dois campos é que os processos de ruptura da rocha intacta envolvem mecanismos de ruptura da rocha tais como: geração de fissuras e o crescimento do meio descontínuo. Nos solos a ruptura de um elemento do meio, tipicamente não afeta a integridade mecânica dos grãos individuais. Em ambos os meios difusos e de deformação intensa localmente, a ruptura no solo esta associado aos processos de dilatação e rotação de partículas. Esta distinção entre os diferentes meios tem outras consequências por exemplo, os solos em obras de engenharia sempre estão sujeitos a baixos níveis de tensões. O contrário e geralmente verdadeiro para as rochas, sendo

que diferenças adicionais surgem no módulo de elasticidade relativamente alto das rochas e baixas permeabilidades em comparação com o solo. A última diferença a ser ressaltada refere-se a formações de rocha, no tocante a fluxo de fluidos, isto é, percolações que ocorrem via fissuras e juntas, enquanto que nos solos a migração do fluido envolve movimentos por entre os poros da estrutura, sendo por esta razão, a mecânica de rochas e a mecânica de solos podem ser consideradas complementares.

Sugerindo-se que a mecânica de rochas é uma disciplina de engenharia distinta, está claro que a sua prática efetiva demanda uma apreciação da sua integração filosófica com outras áreas da geomecânica. Mecânica de rochas, mecânica de solos, hidrogeologia e geologia estrutural são na opinião de Brady [15] o núcleo da base científica na engenharia de minas na fase de lavra. Juntas elas constituem a base conceitual de onde os procedimentos podem ser aperfeiçoados para o controle da previsão do comportamento das rochas durante a atividade de exploração.

4.1.2 - Fenômenos importantes para parametrização mecânica

Observa-se que a mecânica de rochas apresenta uma série de princípios, umagama de conhecimentos e vários processos analíticos relacionados com o campo principal da mecânica aplicada. A questão que surge é a seguinte: que problemas da mecânica no meio geológico são relacionáveis de modo a desenvolver uma pesquisa e uma metodologia específica nas aplicações industriais. Os cinco itens abaixo podem justificar a formulação de uma disciplina coerente em engenharia:

(a) Efeito de escala:

A escala da rocha à carga imposta mostra um efeito perante de aumento no volume. Este efeito está relacionado em parte com a natureza descontínua de uma massa de rocha. Juntas e outras fraturas de origem geológica são características complexas no

corpo das rochas, e desta forma as propriedades de resistência e deformação da massa são influenciadas pelas propriedades do material da rocha, isto é, as unidades contínuas da rocha. Estes efeitos podem, ser apreciados considerando-se as várias séries de carregamentos pela qual o maciço rochoso é submetido na mineração. As propriedades de resistência da rocha intacta geralmente refletirão no processo de perfuração, visto que este processo induz a movimentação de fraturas sob a ação dos equipamentos de perfuração. Conduzir a escavação em maciços descontínuos pode refletir as propriedades de um sistema de juntas. Neste caso os cruzamentos das aberturas será definida pelas atitudes das juntas. O comportamento da rocha ao redor da periferia das escavação pode refletir a presença de blocos distintos de rocha, cuja estabilidade é determinada por forças de atrito ou outras agindo em suas superfícies.

Numa escala maior, como num pilar o maciço rochoso descontínuo pode demonstrar propriedades de uma falsa massa contínua. Efeitos desta natureza se encontra ilustrado na fig. 4.2

Estas considerações sugerem que a especificação da propriedade mecânica de um maciço rochoso não é simples. Em particular, a improvável possibilidade de testar amostras de rocha fraturadas em escalas suficientes para representar a continuidade equivalente de modo satisfatório, mostra que é necessário postular e verificar métodos de síntese das propriedades dos maciços daqueles de elementos constituintes:

(b) Resistência à tração

A rocha distingue-se dos outros materiais comuns em engenharia, exceto o concreto pela sua baixa resistência à tração. Amostras de material rochoso testadas em ensaios de tração uniaxial rompem a tensões de uma ordem de magnitude mais baixa do que quanto são testadas em compressão uniaxial. Visto que as juntas e outras fraturas na rocha podem oferecer pouca ou nenhuma resistência as tensões de tração, a resistência a tração de um maciço rochoso pode ser considerada como não existente. A rocha é

por esta razão descrita convencionalmente como um material sem tração, significando que as tensões de tração não podem ser produzidas ou mantidas no maciço. A implicação desta propriedade para o projeto de escavação em rocha é que, em qualquer área identificada para análise como sendo objeto de estudo das tensões de tração, na prática, já se encontra aliviada (destressed) e causará a redistribuição da tensão local. O processo de alívio pode resultar uma instabilidade local na rocha, expressa como um desprendimento esporádico ou progressivo dos compartimentos rochosos da encaixante. [16]

(c) Efeitos da água subterrânea

A água subterrânea pode afetar o desempenho mecânico do maciço rochoso de duas maneiras. A mais clara se dá através da operação da lei de tensão efetiva (*). A água sob pressão nas juntas dos blocos de rocha reduz a pressão normal entre as suas superfícies e desta forma reduz a resistência ao cisalhamento potencial que pode ser mobilizada por atrito. Em rochas porosas, como o arenito, a lei da tensão efetiva é obedecida como em solos granulares. Em ambos os casos, o efeito do fissuramento ou os

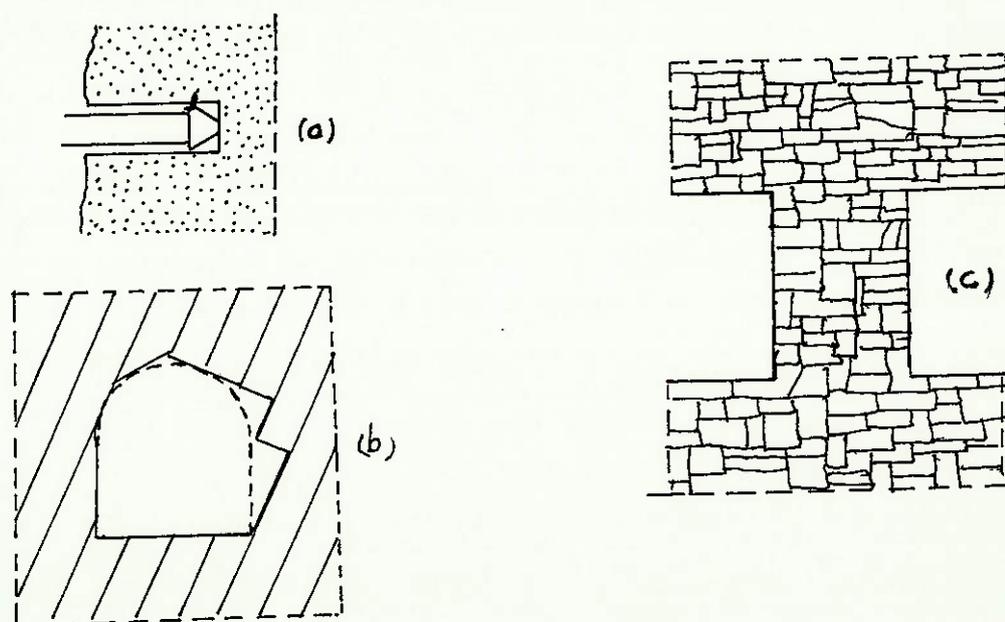


Figura 4.2 O comportamento do maciço frente ao efeito de escala
 (a) ruptura do material na perfuração
 (b) a descontinuidade controlando a forma final da escavação
 (c) o pilar de rocha com comportamento de um falso material contínuo .

poros com água sob pressão é para reduzir a resistência final do maciço, quando comparado com o estado drenado. Um efeito mais sutil da água subterrânea nas propriedades mecânicas da rocha pode surgir da ação prejudicial da água em algumas rochas e minerais, por exemplo, camadas argilosas podem amolecer na presença de água subterrânea, reduzindo a resistência e aumentando a deformação do maciço rochoso. Rochas argilosas tais como folhelhos e arenitos argilíticos, também apresentam acentuada redução da resistência do material se saturada de água.

As implicações dos efeitos da água subterrânea na resistência do maciço rochoso são consideráveis para a mineração. Tanto que, o comportamento da rocha pode ser determinado pelo seu ambiente hidrogeológico, pode ser essencial em alguns casos para manter um controle efetivo das condições de água subterrânea na mina. Em segundo lugar a realocação de material escavado (back fill) é um fator importante em muitas operações mineiras, as litologias consideradas para escavação de poços para operações carregamento de minério por armazenamento subterrâneo (stope filling) devem ser consideradas cuidadosamente do ponto de vista das propriedades de resistência sob condições variáveis da água subterrânea.

(d) Intemperismo

O intemperismo pode ser definido como sendo a alteração química ou física na superfície da rocha causada pela reação da rocha com gás atmosférico e soluções aquosas. O processo é análogo aos efeitos da corrosão em materiais convencionais. O interesse da engenharia pelo intemperismo é decorrente da sua influência nas propriedades mecânicas do material intacto, bem como da potência para efeito significativo no coeficiente de atrito da superfície rochosa.

Embora os processos físicos tais como ciclos termais e o calor ambiente possam ser importantes na mineração a céu aberto, os processos de intemperismo subterrâneo são químicos na origem. Isto inclui o fenômeno de dissolução e intercâmbio de ion, oxidação e hidratação. Alguns resultados do intemperismo podem

ser apreciados, tais como a dissolução do calcáreo num ambiente aquoso subterrâneo, ou amaciamento do marga devido a remoção do sulfato. Em outros resultados como na oxidação da pirrotita, a suscetibilidade de algumas formas do mineral para o ataque químico não é bem compreendida. Um problema particular de intemperismo está presente em rochas básicas contendo minerais como a olivina e o piroxênio. Um produto da hidrólise é a montmorilonita, que é um argilito com comportamento irregular.

Na discussão acima não se pode identificar exatamente com os parâmetros mecânicos a influência quantitativa exercida pelo intemperismo, porém é necessária sua compreensão e o estabelecimento de grau de qualificação para o análise paramétrica neste campo de estudo já que muitos fenômenos do intemperismo estão fora do interesse de outras disciplinas da engenharia.

4.2 - Mineração subterrânea

A extração de minério por um método de mineração subterrânea envolve a criação de diferentes tipos de aberturas, com uma considerável gama de funções. O esquema de lavra com cruzamentos de galerias e galerias longitudinais, conforme a fig. 4.3, ilustra as diferentes funções das várias escavações. O poço principal, galerias em diferentes níveis, sistemas de transporte de minério, poços de ventilação e os condutos constituem aberturas para os serviços e exploração da mina. A vida útil é comparável, ou ultrapassa a vida da mineração e são desenvolvidas geralmente sob superfícies inabitadas. Nas aberturas para operação e transporte diretamente associadas com a recuperação do minério consistem em escavar cruzamentos parciais (cross cut), escavação centralizada (drill headings), acessos verticais (access raises), extração direta por via direta do corpo mineralizado (extraction on headings). Estas aberturas são desenvolvidas no corpo do minério

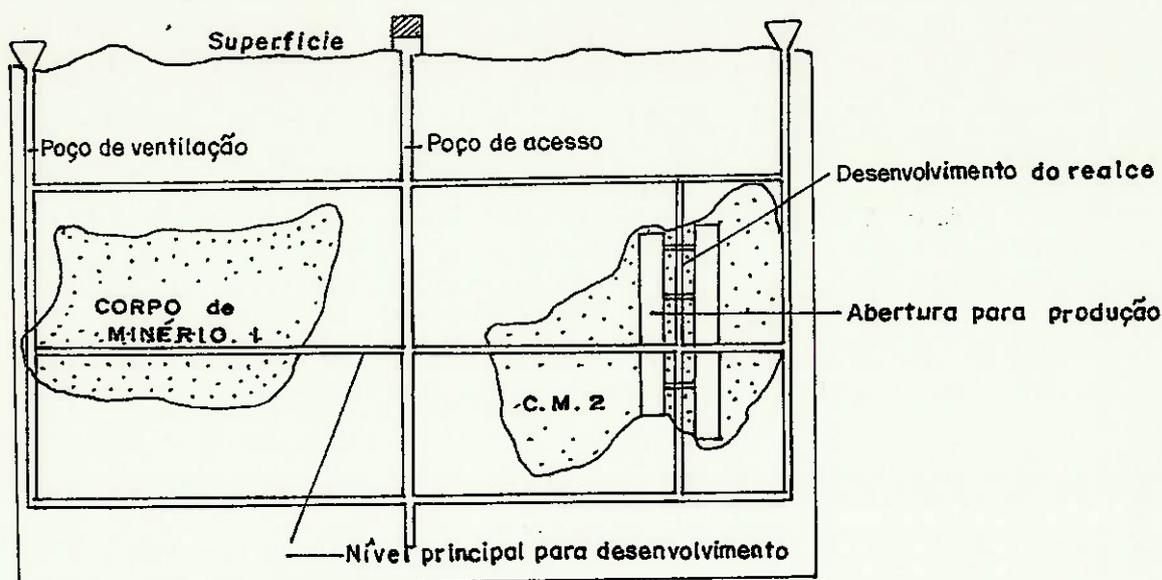


Figura 4.3 Principais tipos de escavação no método de lavra subterrânea tipo realce (stopping)

ou na encaixante próximos ao limite do corpo mineralizado e sua vida útil fica limitada à duração da atividade de mineração nas suas proximidades, tendo muitas aberturas eliminadas no desenvolvimento.

Sob o ponto de vista da geomecânica, cada técnica de extração subterrânea do minério, cada técnica é representada na prática por um número de diferentes métodos de mineração. O método escolhido para exploração é determinado por fatores como, o seu tamanho, sua forma e distribuição geométrica, a distribuição do custo, e o ambiente geotécnico. O último fator leva em consideração alguns pontos como, as propriedades mecânicas "in situ" do minério e da encaixante, a estrutura geológica do maciço, o estado de tensão e as condições hidrogeológicas na zona que potencialmente tem influência da mineração.

Do ponto de vista da mecânica de rochas, a separação em duas técnicas de mineração, e as estruturas por elas criadas, podem ser feitas na base dos deslocamentos produzidos na rocha encaixante, e a redistribuição da energia que acompanha a mineração. Nas técnicas de lavra com suportes estruturais, o objetivo é restringir os deslocamentos na rocha encaixante para ordens de

magnitude dentro do campo elástico, e manter, até onde for possível a integridade da rocha encaixante e dos restos não minerados no corpo de minério. Isto geralmente resulta numa acumulação da energia de deformação na estrutura, e o problema da mineração é assegurar que uma liberação instável de energia não irá ocorrer .

Independente da técnica adotada para extração, é possível especificar quatro objetivo comuns na mecânica de rochas para o comportamento do maciço rochoso:

- (a) garantir a estabilidade de toda estrutura da mina, definida pelo minério principal, vazios (já minerados), minérios a retirar e rochas adjacentes;
- (b) proteger a maioria das aberturas até a sua vida útil projetada;
- (c) providenciar acesso seguro para deixar fora de perigo os locais de trabalho nos centros de produção de minério e adjacências;
- (d) preservar as condições mineráveis das áreas ainda a serem mineradas.

Estes objetivos não são independentes. O problema típico do projeto e planejamento da mina é encontrar situações locais que satisfaçam estes objetivos simultaneamente, bem como atender outras exigências econômicas e operacionais. A realização dos objetivos da mecânica de rochas requer um conhecimento das condições geotécnicas da área da mina, e a capacidade para análise das consequências mecânicas quando da escolha de várias opções de mineração. Também é necessária uma apreciação das políticas de gerenciamento e conceitos gerais de mineração que terão sido adotadas na exploração de um determinado bem mineral.

É importante definir a diferença significativa em operações entre escavações subterrâneas para os propósitos da engenharia civil, e aqueles tipos de escavações relacionados com a prática da engenharia de minas. No último caso, o uso de qualquer abertura está inteiramente sob controle do gerenciamento da lavra e durante o período de utilização , as superfícies da escavação

devem ser objetos de inspeções constantes. O comando gerencial da mina pode, em qualquer momento, manter ou reinstaurar condições seguras ao redor de uma abertura desde a extensão das áreas de carregamento até mudanças no sistema de suportes. Estas condições raramente se aplicam aos propósitos e práticas da engenharia civil. Uma outra grande diferença é que a maioria das escavações da mina, tem vidas úteis que são significativamente menores que aquelas usadas para propósitos civis. Por esta razão, não é surpreendente que o projeto de escavação da mina reflète um grau imediato de controle além da utilização da abertura, inspeção, manutenção e colocação de suportes efetuados pelo operador da mina.

Além destas diferenças, há também diferenças na concepção filosófica do projeto. A estrutura de rocha na engenharia civil é fixa, considerando-se que uma estrutura de mina continua a se desenvolver ao longo da vida útil da mina. Portanto, as sequências de extração assumem grande importância. Decisões tomadas podem limitar as opções e o sucesso da mineração, quando se procura estabelecer uma estratégia de extração eficaz e regular ou recuperar os minérios remanescentes.

4.3 - Interações funcionais na engenharia de minas

No planejamento e projeto mineiro há uma interação de várias disciplinas, sendo uma preocupação singular, a definição do grau desta interação através dos engenheiros projetistas, geólogos e os especialistas de mecânica de rochas nas fases de pré operação da atividade de mineração, principalmente antes da fase de produção.

As atividades de planejamento em mecânica de rochas devem ser conduzidas em um ambiente organizacional que permita a integração de conceitos, informações e atividades analíticas exigidas de todos os profissionais envolvidos.

A lógica desta integração é ilustrada na Figura 4.4. Os princípios implícitos neste esquema são:

(a) Dependência mútua de cada grupo funcional com relação as

informações veiculadas por eles;

- (b) Os engenheiros de planejamento transformam as contribuições técnicas individuais em esquemas de trabalho, escalas de produção e estimativas de custo para uma implementação posterior.

Sob o ponto de vista da mecânica de rochas, dentro do fluxo da Figura 4.4, deve-se sintetizar a informação de um grupo funcional e as geradas pelo grupo de mecânica de rochas antes de chegar ao grupo de planejamento.

4.3.1 - Geologia

Definindo-se o papel geomecânico da exploração e dos geólogos na engenharia de minas, presume-se que, em todos os estágios de exploração geológica de um corpo de minério, os dados estruturais e hidrogeológicos serão alocados e processados numa base de rotina. Uma seção de geologia pode fornecer informações tais como, geologia estrutural local e regional. A descrição geológica pode fornecer também a distribuição das litologias no corpo mineral e ao seu redor, e hidrogeologia da mina.

Uma investigação geológica detalhada poderá identificar anomalias do tipo, zonas com alto grau de fraturamento, zonas de lixiviação, terrenos com cavernas e minerais com propriedades de forte intemperismo.

4.4 - Implementação de um programa de mecânica de rochas.

Afirma-se que um programa eficaz deveria ser totalmente integrado com as outras funções técnicas da mina, no desenvolvimento de um plano de mineração coerente para um minério.[17] Contudo, o sucesso do programa exige um compromisso com recursos suficientes, numa base contínua, para permitir uma análise racional da gama de problemas expostos nas várias fases de mineração. Uma metodologia para a implementação do programa é ilustrada na Figura 4.5. Cinco componentes distintos do programa

são identificados, e são postulados para estarem integrados logicamente, isto é, a ignorar quaisquer um deles invalida toda a filosofia de operação. Outro ponto a ser observado na figura é a metodologia implicar que o programa continue através ciclo de fluxo múltiplo. Há duas razões para isso. Primeiro, a fase de caracterização do lugar nunca gera uma base de dados suficientemente compreensível da qual se desenvolva um plano único para o tempo de duração da mina. Segundo, o projeto da mina é por si só um processo evolutivo no qual as respostas são formuladas para refletir sobre o desempenho observado na estrutura da mina sob condições operacionais vigentes. Estes pontos são esclarecidos na discussão das fases competentes do programa:

4.4.1 - Caracterização do local

O objetivo desta fase, na primeira passagem através do ciclo, é definir as propriedades mecânicas e o estado do meio na qual a mineração está para ocorrer. Isto envolve a determinação das propriedades de resistência e deformabilidade das várias unidades

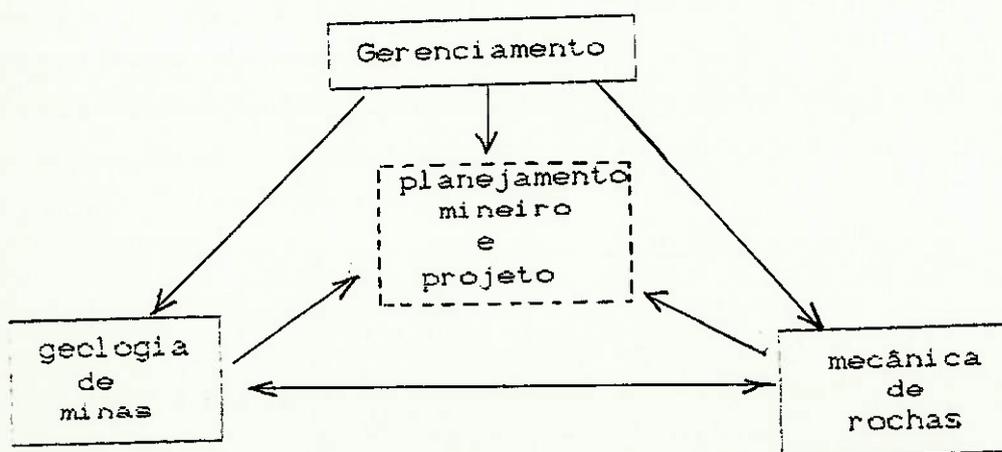


Figura 4.4 - Interação entre grupos técnicos envolvidos na Mineração.

litológicas representadas no corpo de minério e ao seu redor, a definição de propriedades mecânicas e geométricas das descontinuidades e a localização e descrição das propriedades características estruturais distintas. Uma estimativa de resistência "in situ" do meio pode ser feita a partir das propriedades dos elementos que constituem o maciço. Esta fase também inclui a determinação do estado de tensão "in situ" na área da mina e a investigação da hidrogeologia na área mineralizada e em suas adjacências.

A dificuldade na caracterização consiste em atingir dados representativos definindo as condições geomecânicas por todo o meio rochoso. Sob condições limitadas de acesso físico obtendo um número pequeno de amostras rochosas, sem nenhuma teoria para relacionar as propriedades das amostras com aquelas do meio rochoso encaixante, uma caracterização numa primeira fase torna-se deficiente.

4.4.2 - Formulação de um modelo da mina

A formulação representa a simplificação e racionalização dos dados gerados pela caracterização do local. O objetivo é explicar que as principais características geomecânicas estarão expressas no comportamento de deformação observado num protótipo. Por exemplo, para o conjunto de unidade litológica é atribuído propriedades de resistência e deformação média representativa, feições estruturais principais são caracterizadas obtendo uma geometria geral, é adotado uma resistência ao cisalhamento médio e um estado tensão para o projeto.

4.4.3 - Análise do projeto

Tendo definido as condições predominantes do maciço rochoso de uma forma analiticamente tratável, a geomecânica da configurações do método de mineração adotados e as geometrias de escavação podem ser previstas usando-se técnicas numéricas ou modelos matemáticos apropriados.

Os métodos analíticos podem ser relativamente primitivos

(exemplo: a teoria da área tributária para o projeto de pilar) ou avançado, empregando por exemplo métodos computacionais que podem fornecer um comportamento bem complexo para os maciços rochosos. Em qualquer caso as análises de projeto representam o ponto chave da prática em mecânica de rochas. Avanços recentes em métodos computacionais disponíveis tem trazido um desenvolvimento significativo na qualidade do projeto estrutural da rocha.

4.4.4 - Monitoramento do desempenho do maciço rochoso

O objetivo desta fase é caracterizar a resposta do maciço rochoso a atividade de mineração. A intenção é compreender as funções do vários elementos do maciço com aspecto da deformação do meio rochoso. Os dados exigidos para que haja essa compreensão são obtidos a partir de medidas de deslocamentos e tensões, feitas em pontos estratégicos da mina. Estas medidas incluem tensões e resistência em pilares de cruzamentos, escorregamentos em falhas e fraturas, e medidas de deslocamentos horizontais e nivelamento na área ativa da mina e adjacências.

4.4.5 - Análise retrospectiva

O processo de análise quantitativa dos dados através do monitoramento é projetado para reavaliar e melhorar o conhecimento das propriedades mecânicas do maciço rochoso "in situ", bem como revisar a adequação do modelo de mina postulado. Revisar o modelo conceitual mecânico das rochas encaixantes é uma análise da função das características estruturais do desempenho das estruturas, e a identificação de parâmetros mecânicos estratégicos determinando o resultado deformativo do meio rochoso. Particularmente, dados quantificáveis gerados a partir da análise de falhas localizadas no sistema. Isto fornece informações sobre as orientações e possivelmente magnitudes relativas dos campos de tensões "in situ", bem como informações confiáveis sobre os parâmetros de resistência "in situ".

Na Figura 4.5 , é mostrado que os dados criados pela análise retrospectiva são usados para atualizar os dados de

caracterização local, o modelo e projeto da mina, via um ciclo de realimentação de informações. Este procedimento representa nada

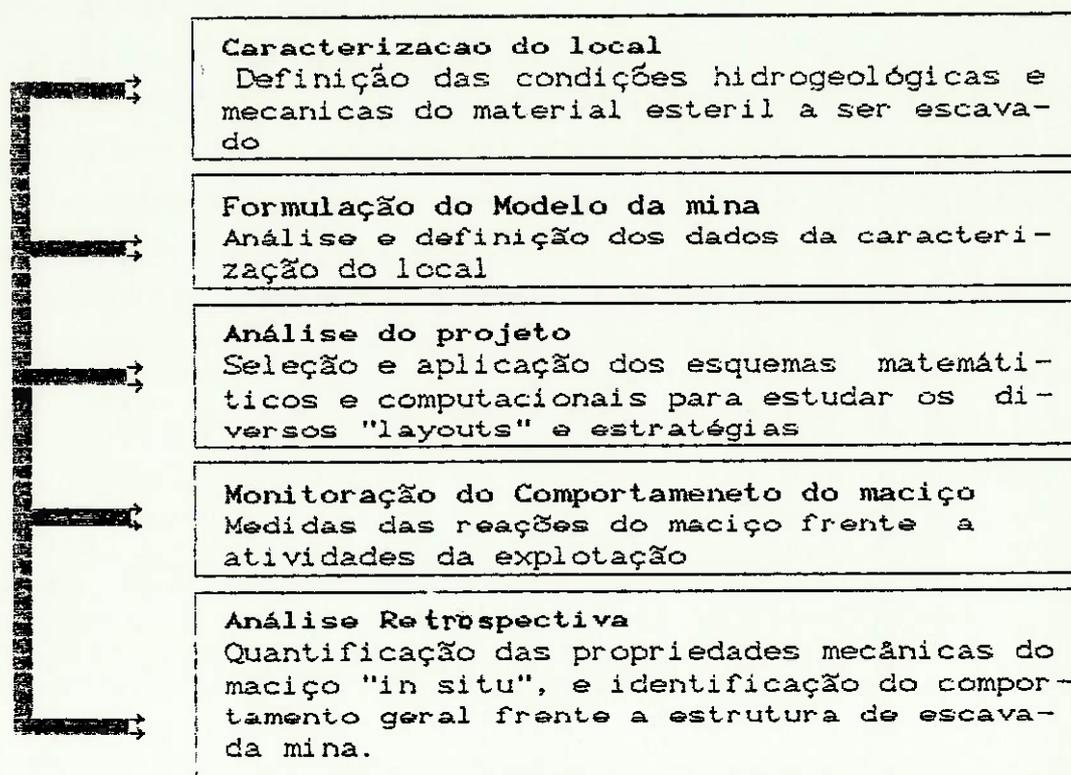


Figura 4.5 Fluxo do programa de mecânica de rochas

mais do que uma formalização lógica do princípio muito observado na prática da mecânica dos solos. [18] Isto é uma resposta da engenharia aos problemas apresentados pelas limitações e insuficiências na caracterização local e na conceituação associada ao projeto de escavação no meio físico geológico.

4.5 Exemplo de Análise Geomecânica visando a lavra

Neste item é dissertado sobre os primeiros passos a serem dados para uma análise geomecânica do maciço para a escolha do melhor método de lavra. Através da aplicação dos conceitos básicos vistos em capítulos anteriores pode se concluir uma classificação generalizada de modo a obter uma primeira noção de como encarar o meio físico que deverá sofrer tal interferência.

As formações rochosas podem ser classificadas dentro de

seis categorias que são úteis para propósitos de projeto, apoiados por informações que possam fornecer dados de geologia, as propriedades mecânicas da rocha, o estado de tensão do maciço, e geometria geral das escavações.

A USBM - US Bureau of Mines, desenvolveu uma classificação baseada nestes conceitos que são úteis para propósitos de projeto, (Obert & Duvall, 1967). [21] Esta classificação original contém uma coluna adicional que sugere qual a teoria ou técnica mais apropriada para lidar com o maciço. (Duvall, [22]

Nesta classificação são consideradas aos maciços de rochas competentes e rochas incompetentes. Tabela 4.1

Tabela 4.1- Classificação da rocha para propósitos de projeto

CLASSIFICAÇÃO	TÉCNICA DE PROJETO
MACIÇO COMPETENTE	
1. ELÁSTICO	TEORIA DA ELASTICIDADE
2. NÃO ELÁSTICO	TEORIA DA ELASTICIDADE + EFEITO TEMPO
.....	
MACIÇO LAMINADO	
1. ELÁSTICO	TEORIA DA ELASTICIDADE + CONCEITO DE VIGA
2. NÃO ELÁSTICO	TEORIA DA ELASTICIDADE + CONCEITO DE VIGA + EFEITO TEMPO
.....	
MACIÇO FRATURADO	EXPERIÊNCIA + MECÂNICA DE ROCHAS
.....	
MACIÇO INCOMPETENTE	EXPERIÊNCIA + MECÂNICA DE ROCHAS

4.5.1 Rochas competentes

Os maciços de rochas competentes são identificáveis pelas suas características geológicas e mecânicas, sendo capaz de uma auto sustentação nas aberturas subterrâneas, isto é sem o auxílio de suportes estruturais e estabilizável com pilares de rochas, etc. Tirantes e eventuais escoras em rochas soltas não são

considerados suportes estruturais.

Os maciços de rochas competentes são subdivididas em três categorias:

(a) Rocha maciça

A formação rochosa apresenta irregularidades ditas descontinuidades, tais como juntas, diaclases e falhas cujos espaçamentos entre as irregularidades é igual ou maior que a dimensão das aberturas ou onde a resistência do ponto de vista mecânico destas descontinuidades é comparável à resistência da rocha.

(b) Rocha Laminada

É quando o maciço apresenta planos paralelos de fraqueza e cuja espessura dos estratos ou lâminas é pequena em comparação com a dimensão da abertura sendo que resistência dos contatos entre os estratos é menor comparado com a resistência da rocha.

c) Rocha fraturada

É a formação rochosa que apresenta através de um grupo de fraturas e juntas uma configuração tridimensional destas descontinuidades e o espaçamento entre elas é pequeno em relação a dimensão das aberturas e a resistência das descontinuidades é pequena comparada com a resistência da rocha.

As rochas maciças e laminadas são subdivididas de acordo com sua propriedades elásticas:

Rocha de caráter elástico: Rochas cujas propriedades físicas permitem usar a teoria da elasticidade para prever deformações específicas e deslocamentos provocados por tensões.

Rocha anelástica ou não elástica: Rochas cujas propriedades físicas são tais que as deformações específicas e deslocamentos são principalmente em função do tempo tanto quanto devido a tensões.

4.5.2 Rochas Incompetentes

São rochas que não são auto sustentáveis pelas suas características geológicas e mecânicas, necessitando portanto de sistemas de suporte estrutural na forma de vigas de aço,

escoramentos , etc.

Este sistema de classificação depende não somente de características geológicas ou mecânicas, mas também de dimensões e geometria das aberturas e sua profundidade. Por exemplo, muitas rochas competentes a baixa profundidade com baixos níveis no campos de tensões poderiam se tornar rochas anelásticas em grandes profundidades com níveis altos no campo de tensões, ou maciços de rochas competentes em pequenas aberturas poderiam se tornar maciços laminados ou fraturados em grandes aberturas. Desta maneira ao classificar rochas para projetos requer um conhecimento das propriedades geológicas, propriedades físicas, das dimensões das aberturas e uma média do nível de tensões in situ .

Para o projeto de escavação, portanto é necessário usar um critério de ruptura das rochas supondo-se várias condições de tensões, e usar um fator de segurança para permitir que diferenças obtidas nos ensaios laboratoriais com medidas in-situ, sejam contabilizados por erros introduzidos por hipóteses feitas no projeto.

8 - CLASSIFICAÇÃO DO MACIÇO ROCHOSO

O conjunto de uma série de informações ditas geológico geotécnicas tais como; litologia, estado de alteração, alterabilidade, características de resistência, presença de água, estruturas geológicas, podem ser de grande utilidade para definir as diretrizes para o projeto básico do empreendimento mineiro, bem como na fase de implantação e desenvolvimento.

Tanto em minas subterrâneas ou a céu aberto, a definição qualitativa dos aspectos relevantes do maciço rochoso fornecem subsídios fundamentais para escolha e adequação do método de lavra, tais como a definição da geometria, talude de um "pit", implantação da infraestrutura da mina (localização dos poços, galerias principais, rampas de acesso, locação da câmara de britagem, etc.)

Os parâmetros geomecânicos obtidos em laboratório ou "in situ" complementam quantitativamente a análise qualitativa que é possível se fazer com tal classificação.

Neste capítulo pretende-se mostrar a importância de classificações geomecânicas de maciços que tem por finalidade a utilização dos parâmetros geomecânicos como dados de maior peso, auxiliados por dados qualitativos visando basicamente estudos para obter a melhor estabilidade nas escavações mineiras.

Através destas classificações pode-se verificar como certos parâmetros são imprescindíveis para cálculos de estabilidade, mostrando como são utilizados os índices físicos e mecânicos de rochas.

A engenharia sempre mostrou dificuldades para analisar dados geológicos de forma a torná-las significativos na aplicação para direcionamento e orientação de projeto. Sendo assim foram desenvolvidos sistemas de classificação de maciços direcionados a obras de engenharia.

Os dados qualitativos, principalmente os dados geomecânicos tiveram uma importância na estrutura destas classificações. Muitas delas tem sido adotadas na exploração em maciços rochosos em países da Europa Ocidental, Estados Unidos, Canadá, Japão, Australia, URSS e alguns países da Europa Oriental em projetos de engenharia civil e minas.

Podemos separar os sistemas classificadores de maciços em dois grupos (Ojima, 1981)[16][19]

a) Classificação que visa a proposição de uma linguagem comum entre os técnicos, interessando apenas as propriedades intrínsecas do meio rochoso. As principais propriedades analisadas são: constituição litológica, estado de alteração, estado de fraturação, distribuição espacial das descontinuidades, independentemente da utilização que se destina o maciço. Ex: Descrição geotécnica básica - ISRM [24]

b) Classificação que visa a previsão do comportamento do maciço frente a determinados tipos de solicitações e reações. Estas classificações utilizam critérios mais elaborados, isto é, após analisadas as propriedades aliadas a aproximações teóricas e experiência, identifica-se certas características que condicionam o comportamento de maciço em função da obra que se destina. Ex: classificações discutidas a seguir.

A classificações apresentadas foram elaboradas visando a construção de túneis, sendo que estas classificações foram sendo aprofundadas, de modo a correlacioná-las com outros aspectos da engenharia civil e minas, tais como:

- estudo de escarificabilidade versus classificação geomecânica [20]

- estudo de atirantamento versus classificação geomecânica.

- estudo de critérios de ruptura de maciços.
- estudo de correlação de operações mineiras com classificações de maciços fraturados.

5.1 - Classificação de Terzaghi

A primeira classificação foi elaborada em 1946 visando uma previsão de cargas que pudessem ser suportadas por arcos metálicos em túneis. Foi descrito vários tipos de terrenos e baseado na sua experiência em túneis ferroviários nos Alpes, foi listado uma faixa de variação de vários suportes em rocha de diferentes terrenos.

Em outras palavras, fazia-se uma previsão da força que uma determinada massa rochosa poderia aplicar no sistema de suporte. Terzaghi ressaltou a importância do levantamento geológico que deveria ser conduzido antes do projeto do túnel estar completo, principalmente a identificação dos "defeitos" do maciço rochoso.

Basicamente ele classificou as rochas para a escavações de túneis conforme a Tabela 5.1

O conceito utilizado por Terzaghi em estimar a massa rochosa suportada pelos arcos metálicos dos túneis está ilustrado na Figura 5.1. Durante a construção do túnel, alguma relaxação ocorrerá nas estruturas metálicas, principalmente acima e ao lado desta. As partes das rochas da área ABCD tenderão a se mover em direção do túnel. Sendo que este movimento terá como reação, forças de atrito ao longo dos limites laterais ac bd e estas forças de atrito transferem o peso da maior porção da cobertura W_1 sobre as rochas nos ambos lados do túnel. O teto e as laterais do túnel são solicitados a suportar a carga equivalente ao peso H_p . A largura B_1 da zona onde ocorre a movimentação dependerá das características da rocha e do maciço rochoso bem com das dimensões do túnel (H_t e B)

Terzaghi conduziu vários modelos usando areias (sem coesão) para estudar a "forma" do que denominado de arco acima do túnel.

Este critério tem sido utilizado a mais de 25 anos

considerado por Deere, apropriado porém um pouco conservativo para túneis com sistema de suporte por arcos metálicos.

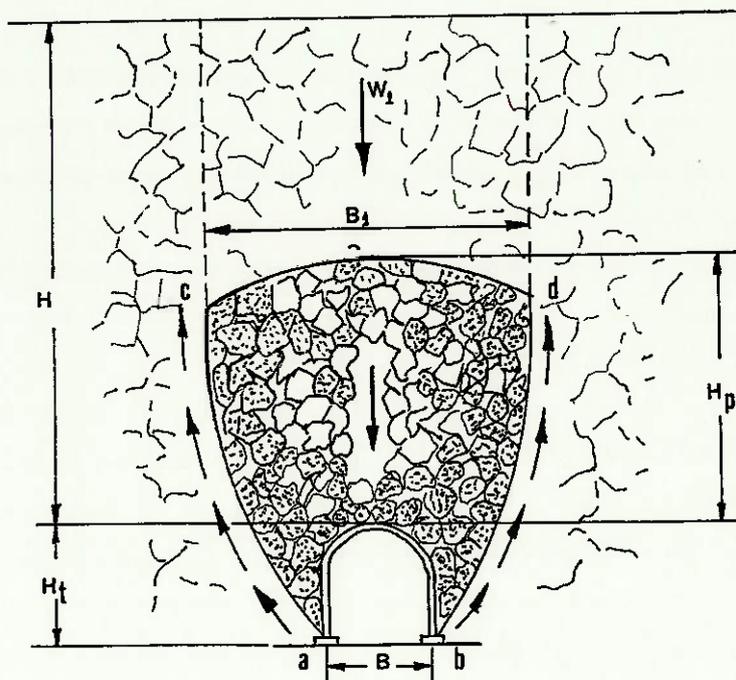


Figura 5.1 - Diagrama Simplificado representando o movimento de rochas abaladas em direção do túnel e transferindo as cargas ao redor da rocha Terzaghi [19]

5.2 Classificação de Stini e Lauffer

Stini(1958)[28], enfatiza a importância das anomalias estruturais no maciço rochoso .

Terzaghi e Stini em seus estudos discutiram a instabilidade de um túnel em dependência do fator tempo. Sendo Lauffer quem enfatizou a importância do conceito de "stand up time" que é a duração do tempo que uma abertura subterrânea pode permanecer sem suportes durante um processo de escavação/installação de suportes.

Lauffer sugeriu que o "stand up time" para um dado vão livre é relacionado com características do maciço rochoso, A é uma rocha boa e G a rocha de pior qualidade correspondente a classe 8 das rochas expansivas.

Esta classificação não é utilizada atualmente porém teve uma importante influência no desenvolvimento das classificações mais recentes como a classificação de Bieniawski.

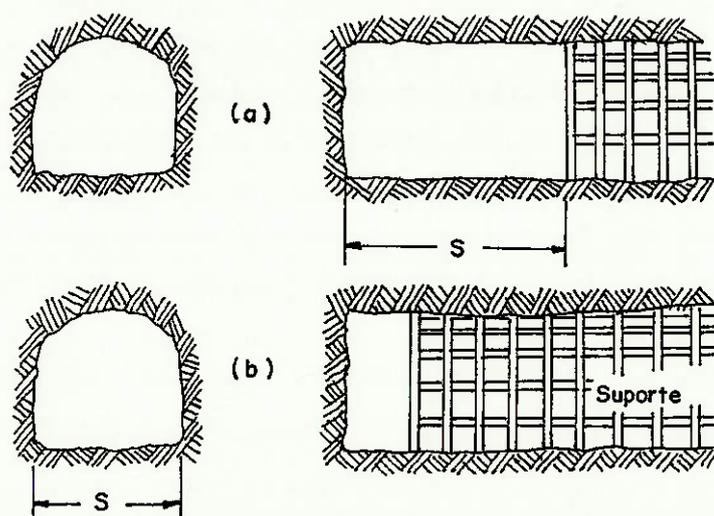


Figura 5.2 - Desenvolvimento de galeria com avanço do vão livre (S) pelo conceito de "stand up time" (Lauffer).

5.3 Índice de Qualidade das rochas para túneis.

Através do estudo de vários casos de estabilidade de escavações subterrâneas, Barton, Lien e Lunde do Instituto Geotécnico da Noruega - NGI, propuseram um índice para determinação da qualidade do maciço rochoso. O valor numérico deste índice (Q) é definido por: [21]

$$Q = \left[\frac{RQD}{J_n} \right] \times \left[\frac{J_r}{J_a} \right] \times \left[\frac{J_w}{SRF} \right] \quad (5.1)$$

- onde: RQD * - Índice de qualidade da rocha (Rock Quality Designation)
- J_n - Índice do número de famílias de fraturas
- J_r - Índice de rugosidade das fraturas
- J_a - Índice de alteração das paredes das fraturas
- J_w - Índice do caudal afluente (fator de redução de água na junta)
- SRF - Índice do Estado de tensão do maciço (Fator do estado de tensão do maciço (Fator de redução da tensão)).

* Índice proposto por Deere, que é baseado na porcentagem de recuperação, mas considerando apenas os comprimentos das peças iguais ou superiores a 10 cm dividindo o seu somatório dos seus comprimentos pelo comprimento total perfurado em cada manobra de sondagem.

A qualidade dos maciços rochosos (Q) é obtida a partir do produto dos três quocientes seguintes:

RQD/J_n - dependente do tamanho dos blocos do maciço rochoso

J_r/J_a - dependente da resistência ao cisalhamento das superfícies das fraturas.

J_w / SRF - dependente da tensão existente nos maciços rochosos

$$Q = (RQD/J_n) \cdot (J_r/J_a) \cdot (J_w / \text{SRF}) \quad (5.2)$$

O valor de Q, pode variar entre aproximadamente 0.0001 e 1000, é função dos valores dos parâmetros que constituem os fatores os quais podem variar dentro da gama de valores determinados.

A classificação apresenta ainda um método empírico de estimar a pressão no suporte (Figura 5.3) e as 38 categorias de suporte conforme o valor de Q de as dimensões da obra (Figura 5.4). A natureza do suporte varia desde ancoragens ocasionais até betão moldado com ferragens, tendo como intermediários o concreto projetado com ou sem malha metálica.

5.4 - Classificação de maciços rochosos descontínuos (juntas e fraturas)

As primeiras classificações consideravam um simples índice como indicador do complexo comportamento dos maciços. Nas classificações mais recentes são feitas combinações de fatores como RQD, influência de fraturas com preenchimento e intemperismo (rochas alteradas). Já na classificação do item 5.3, é evidenciada tal preocupação, sendo que nesta classificação também conhecida como classificação CSIR foi proposto por Bieniawski do South African Council Scientific and Industrial Research. Esta classificação foi desenvolvida principalmente a partir de escavações subterrâneas mineiras. A avaliação da qualidade do maciço é feita mediante a atribuição de pesos a cada um dos cinco parâmetros escolhidos como critérios de classificação que são eles:

- resistência a compressão simples;

- RQD;
- Espaçamento das fraturas;
- Condições físicas e geométricas das fraturas e
- Presença d'água

Estes parâmetros são incorporados na classificação conforme a Tabela 5.2. Os parâmetros possuem pesos que são atribuídos pelo autor. Esta diferenciação é claramente necessária se imaginarmos como exemplo um rocha com RQD = 90 com resistência a compressão uniaxial igual a 200 MPa que por estes dados seria uma rocha de excelente qualidade, que apresentaria um comportamento totalmente adverso sob um regime altamente saturado.

Na classificação são feitas ajustes de acordo com a orientação das juntas e fraturas conforme a Tabela 5.3.

Portanto a classificação final para utilização temos o valor do RMR (Rock Mass Rating) que são interpretadas em termos de resistência e "stand up time".

5.5 Considerações finais sobre classificação geomecânica

A classificação de um maciço rochoso tem por objetivo permitir sua representação sob forma de um modelo físico, matemático ou gráfico que fornecem subsídios importantes nas decisões na fase de estudos preliminares, anteprojeto, projeto e fase executiva.

As classificações em geral utiliza-se de um número muito grande de parâmetros, nas quais se incluem os parâmetros físicos e mecânicos que são basicamente quantitativos, são eles: [22]

- RQD;
- resistência a compressão simples;
- resistência a compressão puntiforme;
- fluência;
- expansividade;
- densidade;

- grau de alteração;
- angulo de atrito e
- coesão.

e para determinação da estrutura geologica num maciço fraturado:

- espaçamento das descontinuidades (fraturas, juntas e falhas)
- posição relativa das fraturas;
- número de famílias de fraturas;
- fraturas nao pertencentes as famílias principais;
- resistência ao cisalhamento;
- alteração das superficies das fraturas;
- características do material de preenchimento, e aberturas das fraturas;
- rugosidade;
- presença d'água (nivel d'água, percolação e pressão) e
- estado de tensões.

Neste capítulo foram descritos apenas classificações consideradas na bibliografia como as mais importantes, e classificações que direta ou indiretamente estão relacionadas com operações mineiras (túneis, galerias, câmaras, taludes, etc.).

Na bibliografia consultada encontra-se ainda proposições feitas por Rabcewicz (1957), Ikeda (1970), Aftes (1974), Pacher e Rabcewicz (1974), Wickhan et al (1974) e Rocha (1976).

A classificação NGI é concebida e utilizado principalmente a túneis e câmaras, sendo a classificação CSIR inicialmente para túneis, tem sido correlacionado com outros tipos de de obras de engenharia tais como:

- fundações de barragens;
- escarificabilidade;
- taludes em rocha;
- classificação de maciço visando instalação do sistema de transporte de minério.

Para estas duas classificações foi elaborado uma correlação entre os índices RMR e Q por Pelis [22] obtendo-se a relação:

$$\text{RMR} = 9 \ln Q + 44 \quad (5.3)$$

Num projeto mineiro os estudos para se ter idéia quanto ao dimensionamento dos suportes numa escavação subterrânea, ajusta-se os cálculos de acordo com o intemperismo sofrido pela rocha, o campo de tensões induzidos, mudança dos estado de tensão devido a mineração, a orientação e o tipo de escavação em relação a estruturas geológicas e o efeito do desmonte por explosivos. A classificação que fornece informações corretas e precisas possibilitam ajustes no método de lavra adotado (layout e suportes)

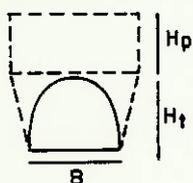
No trabalho publicado por Laubscher (1976), o autor cita as principais etapas de uma mineração que recebem subsídios através da utilização da classificação geomecânica:

- seleção de suportes;
- fragmentação e escavação;
- determinação do angulo da cava e determinação de zonas de falhas;
- localização dos locais de deposição dos rejeitos e
- stand-up time em minas subterrâneas.

Bieniawski [19], comparou diversas classificações geomecânicas de maciços em função de um parâmetro mecânico da rocha (resistência a compressão simples) conforme a Figura 5.5, que demonstrou diferenças que confirmam que cada autor tem como base para sua formulação diferentes tipos de obras com solicitações diversas.

Tabela 5.1 - Classificação de Terzaghi (1946).

Condições das rochas	H_p	Observações
1. Dura e intacta	Zero	Requer suporte leve somente em condições de queda de blocos causada por explosivos ou quando ocorre "explosão de rocha"
2. Dura estratificada ou xistosa	0 a 0,5 B	Suporte leve
3. Maciça, moderadamente fraturada	0 a 0,25B	Carga pode variar erraticamente de ponto para ponto
4. Moderadamente compartimentada	0,258 a 0,35 ($B+H_t$)	Não há pressões laterais
5. Muito compartimentada	(0,35 a 1,10) ($B+H_t$)	Pequenas pressões laterais ou mesmo sem pressões
6. Completamente esmagada mas quimicamente intacta	1,10 ($B+H_t$)	Considerável pressão lateral. Requer suporte contínuo de cambotas.
7. Pouco expansiva, profundidade média	1,10 e 2,10 ($B+H_t$)	Pressão lateral elevada requer arco invertido. Cambotas circulares são recomendadas.
8. Pouco expansiva, prof. elevada	2,10 a 4,50 ($B+H_t$)	
9. Rocha expansiva	acima de 250 pés, independente do valor de ($B+H_t$)	Cambotas circulares são requeridas. Em casos extremos usa-se suportes flexíveis.



B = largura

 H_t = alturasolicitação da rocha = H_p x peso específico da rochaCondições válidas para recobrimento acima de 1,5 ($B+H_t$)

Obs: nível de água acima do teto

Tabela 5.2 - Classificação Geomecânica de maciços para túneis.

1	Resistência da rocha intacta	Índice de compressão pontual	8 MP _a	4-8 MP _a	2-4 MP _a	1-2 MP _a	Utilizar ensaio de comp. simples
		Resistência à compressão simples	200 MP _a	100-200 MP _a	50-100 MP _a	25-50 MP _a	10-25 MP _a 3-10 MP _a 1-3 MP _a
		Peso relativo	15	12	7	4	2 1 0
2	R.Q.D. %		90-100	75-90	50-75	25-50	25
	Peso relativo		20	17	13	8	3
3	Espaçamento de fraturas		>3m	1-3m	0,3-1m	50-300 mm	<50 mm
	Peso relativo		30	25	20	10	5
4	Condições das fraturas		Superfícies muito rugosas. Não contínuas. Fechadas. Paredes duras.	Superfícies pouco rugosas. Separação <1 mm. Paredes duras.	Superfícies pouco rugosas. Separação <1 mm. Paredes moles	Superfícies estriadas ou preench. <5 mm ou abertura 1-5 mm. Fraturas contínuas.	Preenchimento mole >5 mm ou abertura >5 mm. Fraturas contínuas
	Peso relativo		25	20	12	6	0
5	Água subterrânea	Infiltração em 10 m de túnel	ou nenhuma		<25 l/min	25-125 l/min	>125 l/min
		Relação: Pressão de água na fratura	0		0,0-0,2	0,2-0,5	0,5
		Tensão principal máxima	ou		ou	ou	ou
	Condições gerais		Completamente seco		Umidade	Água sob pressão moderada	Problemas graves de água
Peso relativo		10		7	4	0	

Tabela 5.3 - Tabela para ajustes de acordo com orientações de juntas e fraturas.

Ajuste para orientação das descontinuidades

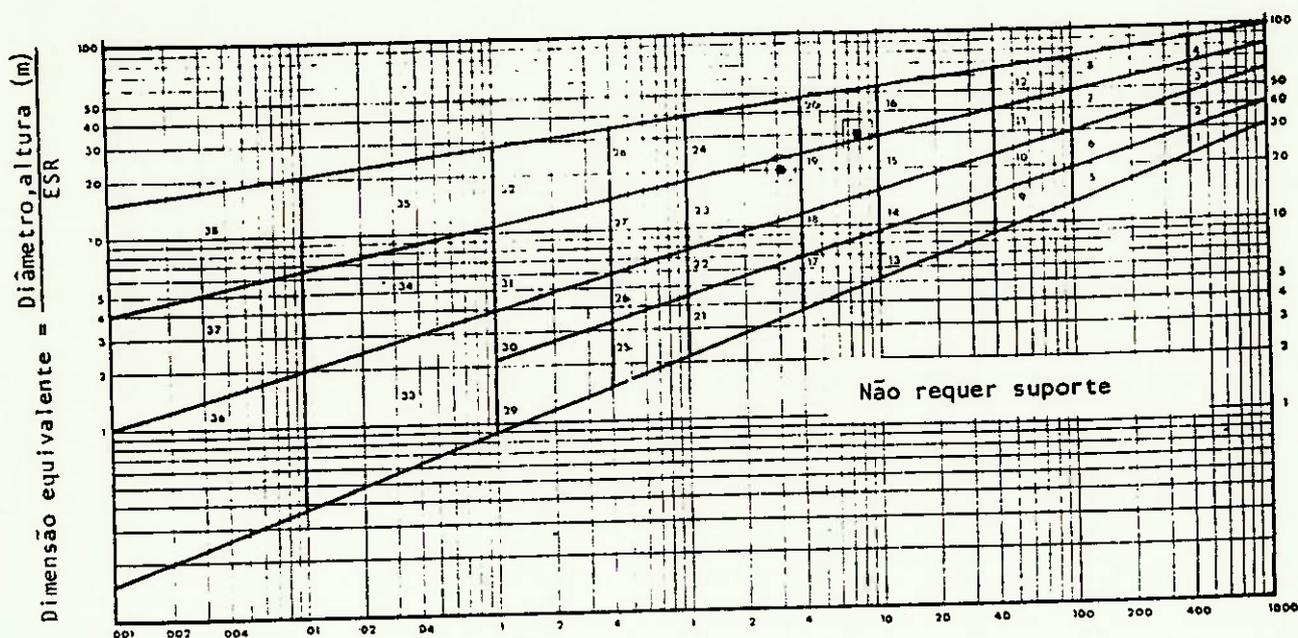
Direção e mergulho	Muito favorável	Favorável	Aceitável	Desfavorável	Muito desfavorável
Peso relativo	0	-2	-5	-10	-12

Classes de maciço

Classe nº	I	II	III	IV	V
Descrição	Muito bom	Bom	Regular	Pobre	Muito Pobre
Soma dos pesos relativos	100-81	80-61	60-41	40-21	20

Significado das classes

Classe nº	I	II	III	IV	V
Tempo médio de auto-sustentação	10 anos para vão de 5 m	6 meses para vão de 4 m	1 semana para vão de 3 m	5 horas para vão de 1,5 m	10 minutos para vão de 0,5 m
Coesão	> 300 KP _a	200-300 KP _a	150-200 KP _a	100-150 KP _a	< 100 KP _a
Angulo de atrito	> 45°	40-45°	35°-40°	30-35°	< 30°

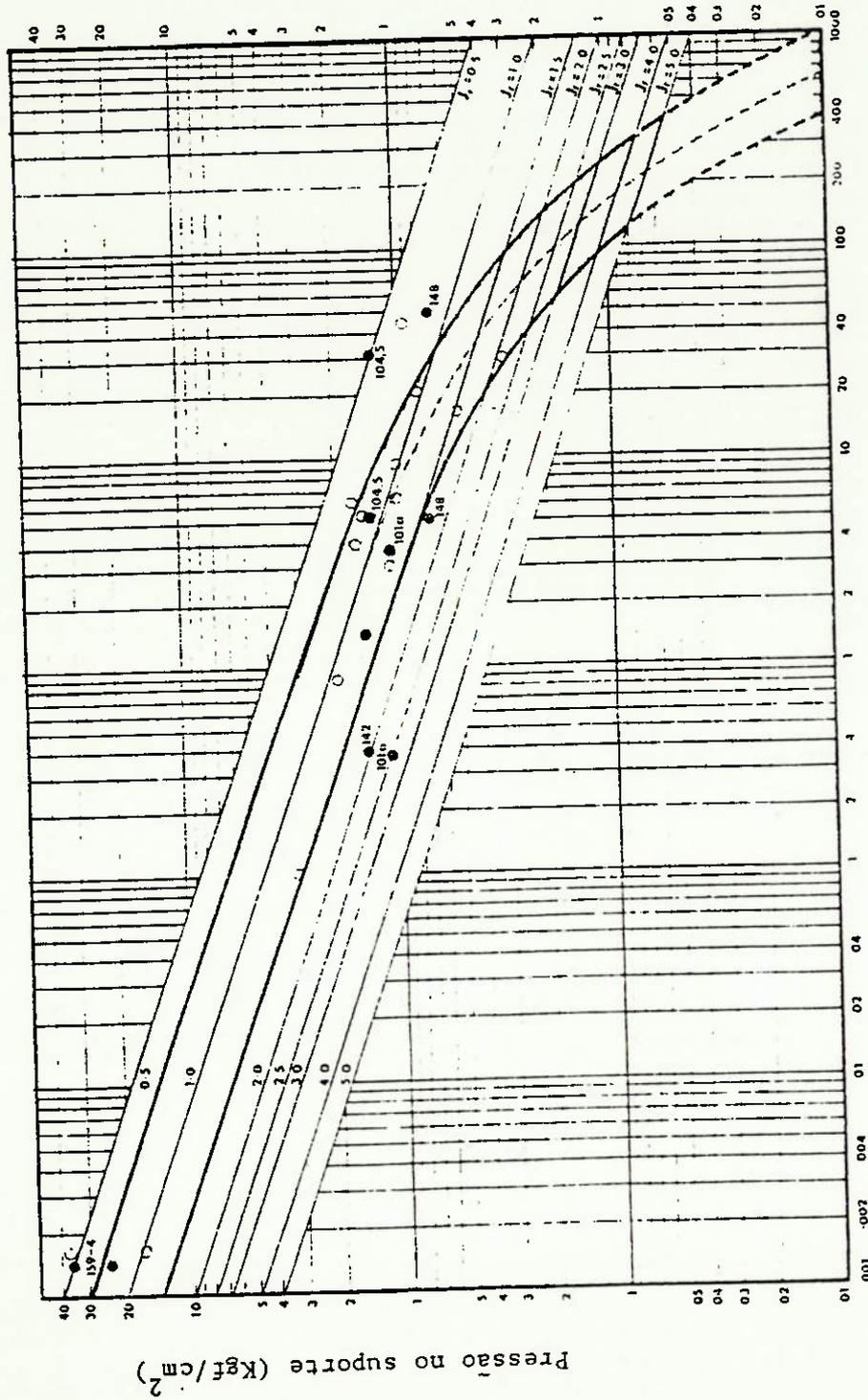


Observações:

ESR = Índice de segurança (varia conforme a finalidade da obra)

Tipo de escavação	ESR
A - Escavações mineiras temporárias	3 - 5
B - Poços	2,5
C - Escavações mineiras permanentes, túneis de desvios, túneis pilotos, etc.	1,6
D - Cavernas de armazenagem, túneis de acesso, câmaras de equilíbrio, túneis de obras viárias secundárias, etc.	1,3
E - Túneis rodoviários e de caminhos de ferro, cavernas para fins militares, casas de força, etc.	1,0
F - Escavações para fins nucleares, urbanismo subterrâneo, etc.	0,8

Figura 5.4 - Categorias de suporte conforme a qualidade de maciço a dimensões equivalente (Barton, 1984)



Qualidade do maciço $Q = \left(\frac{RQD}{J_n}\right) \times \left(\frac{J_r}{J_a}\right) \times \left(\frac{J_w}{SRF}\right)$

● o = casos estudados

Figura 5.3 - Avaliação de pressão do suporte de acordo com a qualidade do maciço. (Barton)

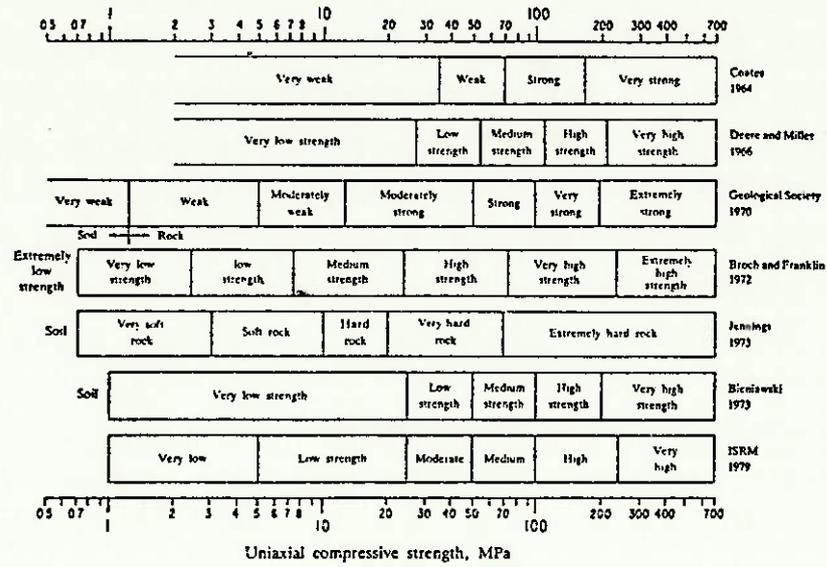


Figura 5.5 - Comparação de várias classificações de maciços quanto a sua resistência nas rochas intactas (Bieniawski, 1984)

6 - ESTABILIDADE DE ESCAVAÇÕES MINEIRAS

No Brasil a insuficiência do desenvolvimento de métodos experimentais, levam o estudo da estabilidade e sistemas de suporte serem dimensionados por métodos empíricos ou por experiência prática com coeficientes de segurança muitas vezes acima do necessário ou com perigos iminentes.

Em outros países do primeiro mundo o desenvolvimento da mecânica de rochas durante o século passado ocorreu em decorrência do incremento da indústria de mineração, conduzindo diversos métodos teóricos para solucionar problemas de estabilidade em aberturas mineiras. No entanto em muitos casos aplicação eram efetuados com critérios de análise para verificar sua conveniência. Isto leva a uma introdução de erros que dificultam o processo de tomada de decisões para o avanço da escavação, bem como desconfiança da praticidade da mecânica de rochas como domínio da ciência técnica.

6.1 - Formulação genérica do problema de estabilidade

A determinação da carga no suporte de aberturas mineiras apresenta um problema fundamental e dos mais difíceis. Diferente de problemas de edificações, na sub superfície as estruturas e as solicitações são bem definidas.

Os problemas de natureza estática em aberturas mineiras são bem mais complexos, causando não somente sobre incertezas do dimensionamento das estruturas ou das solicitações de tensão, mas sim das funções estáticas do suporte como um todo. Atualmente as concepções antigas de se aplicar analogia dos princípios de construções civis para estática do suporte de operações mineiras já não se aplica.

Adota-se a concepção onde o suporte "coopera" e o elemento estabilizante do sistema maciço rochoso-suporte, que significa um grande avanço. Assume-se que o conhecimento sobre as propriedades da rocha, tensão e deformação da rocha compõe o maciço, e a seleção do tipo de suporte são convenientes para tal solução. As

principais dificuldades encontradas são porque a investigação das propriedades da rocha (especialmente "in situ") sob o ponto de vista da estabilidade de aberturas mineiras, é apenas o primeiro dado a ser coletado para iniciar o seu desenvolvimento. Considerando também que com as informações sobre propriedades como as tensões e deformações da amostra rochosa não correspondem na maioria das vezes ao comportamento dos compartimentos rochosos e ou maciços rochosos. Esta diferença entre o comportamento individual do elemento rocha e aquele verificado no sistema é devido à complexas razões ligadas a gênese e o desenvolvimento do maciço rochoso que foi sujeito durante o seu período da existência à diversos efeitos internos e externos. Claramente o mais importante fator deve-se a processos tectônicos, que são responsáveis pela descontinuidade e por conseguinte ao comportamento mecânico. Fissuras e juntas com seus micro ou macro formas afetam tanto na resistência como na deformabilidade do maciço rochoso. Nestas circunstâncias, juntamente com outras condições, tais como alterações na deformação causada por variações na propriedades com o tempo, efeitos tecnológicos provenientes da escavação ou até mesmo do sistema de suporte, formam um complexo sistema de variáveis que necessitam ser considerados no cálculo.

Aplicações matemáticas da teoria estática da estabilidade de aberturas mineiras rapidamente resultam em soluções hipotéticas que ultrapassam os limites do domínio da mecânica de rochas que supõe-se fornecer os dados iniciais para a solução. Diversas soluções teóricas tem sido sugeridas por autores geralmente sem definir exatamente as condições em que tais suposições são válidas, isto é sem uma flexibilidade para aplicar em outros casos. No início depende em assumir conceitos sobre as distribuições de tensões, deformação e resistência das rochas, efeitos tecnológicos etc., cujas soluções seriam aplicados existindo condições práticas.

O fator empírico de experiência prática ainda mantém a sua importância. O fato de se, considerar tudo isto gera uma confusão, que somente pode ser clareado com uma pesquisa sistemática com

todos estes dados.

Ao estudar um determinado maciço é necessário considerar como um sistema particular, caracterizado pelo seus elementos e suas relações mútuas. As investigações se dirigem as leis que governam a natureza do sistema a ser pesquisado, ou seja, a estrutura e o comportamento. Quando não é possível estudar ou se torna muito complexo, adota-se modelos. Estes modelos podem ser reais (modelar com materiais equivalentes) ou abstratos (matemáticos).

O modelo mais conveniente é escolhido através de decisões de caráter prático. Em relação á habilidade humana para desenvolver modelos abstratos partindo de objetos reais, muitas vezes se traduz a formulações matemáticas muito complexas tornando-se inviáveis. Isto se deve principalmente ao caráter estocástico dos sistemas reais. Como consequência os casos reais são simplificados e são selecionados somente propriedades fundamentais e condicionantes a serem seguidas.

Nos modelos adotados podem portanto, não conter todas as propriedades do caso real. Diferenças entre o comportamento real e resultados obtidos através dos modelos estudados precisam ser conseqüentemente considerados. Cada solução de estabilidade de aberturas mineiras precisam portanto ser avaliadas sobre este ponto de vista porque cada elemento do sistema é um sistema estocástico complexo. Afim de observar uma medida aceitável entre o caso real e o modelo de aproximação do processo estocástico, o método determinístico é utilizado. Isto significa que os modelos são construídos para ter aproximadamente a estrutura e comportamento do caso real, estes modelos são reexaminados e complementados com novas informações que forem sendo obtidos devido a características estocásticas complexas do maciços e, modelos determinísticos inadequados e provisórios precisam muitas vezes ser usados afim de formular, embora através de métodos imprecisos como a lei que controla a ocorrência de fenômenos enquanto maciços rochosos.

As soluções modernas de problemas operacionais em mecânica de rochas tentam usar conhecidos métodos matemáticos e modelos

físicos, tendo como vantagens os avanços da computação e utilizando as implementações através de dados adquiridos da experiência. Os estudos através de modelos e aplicação sistemática nas minas é bastante caro, e a aplicação racional de soluções matemáticas e medidas de laboratório é quase sempre vantajoso. O fator escala que traduz resultados de investigação simples e menos confiável de condições operacionais, podem geralmente ser submetidos a conveniência em escala piloto. Na fig 6.1 tempo um algoritmo para uma aplicação operacional: [23]

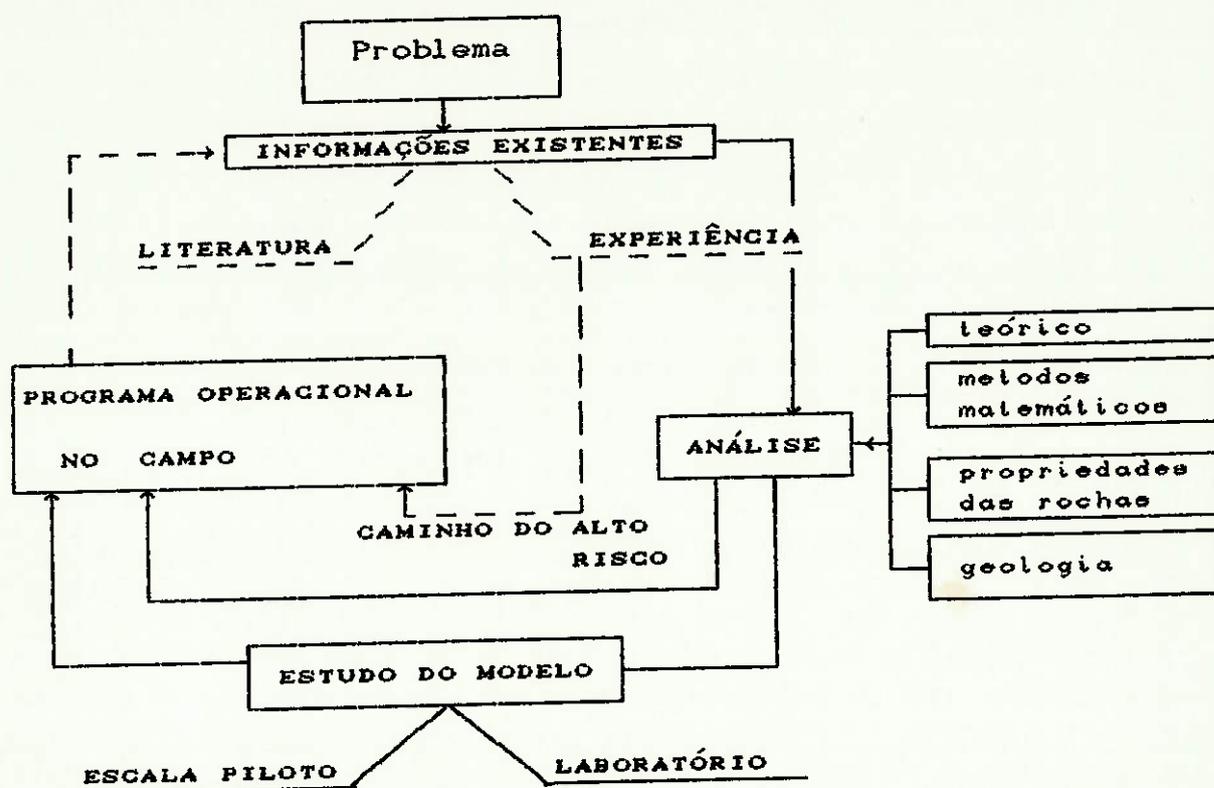


Figura 6.1 - Ilustração de um algoritmo de aplicação operacional de mecânica de rochas.

6.2 - Métodos de Exploração em Rocha

Os projetos de engenharia em geral que implicam na interação com rochas e maciços rochosos necessitam de uma metodologia de exploração no sentido de se obter dados para uma classificação, caracterização para sua utilização ou a execução de um projeto sobre ou sob o maciço rochoso.

Será feito uma breve discussão no sentido de situar a importância desta etapa bem como ressaltar a necessidade de se obter dados intimamente relacionados com os parâmetros geomecânicos obtidos numa fase de maior detalhe.

6.2.1. - Exploração Geológica

Num projeto de engenharia ou numa exploração de lavra num maciço rochoso é preciso determinar a natureza do ambiente geológico e localizar feições típicas. As rochas ígneas, metamórficas e sedimentares possuem um comportamento mecânico muito distinto. Para propósitos da engenharia geotécnica o terreno a exploração é composta por diferentes aspectos como a morfologia, geologia, hidrologia, propriedades física do solo e da rocha, regimes do lençol freático, propriedades químicas e biológicas da água e propriedades mineralógico-petrográfico dos solos e rochas.

A exploração geológica com propósito de escavações subterrâneas (túneis, galerias, rejeitos radiativos etc.) possui por sua vez uma linha de estudo bastante específica onde a engenharia geotécnica se preocupa todos os aspectos citados anteriormente porém com uma escala menor e apropriada para um ajuste dos efeitos destes fatores.

A exploração geológica está condicionada principalmente nas condições apresentadas pela rocha no terreno a ser estudado, bem como as propriedades específicas das litologias presentes. O campo da geologia estrutural fornece importantes dados tais como estratificação, sistemas de falhas e fraturas, resistência, descontinuidades, natureza petrográfica e seus efeitos quando solicitados por, forças, temperatura e água. Os processos de intemperismo também são estudados, pois influenciam ao longo do tempo os resultados do empreendimento. E a utilização de explosivos para escavação ou puro desmonte para lavra, provocam um surgimento e abertura de fraturas que acabam alterando todo o ambiente anteriormente analisado.

Nos países onde as atividades sísmicas são constantes e intensas adotam-se normas específicas para construção de obras de

engenharia

Para que os estudos geológicos sejam úteis para o planejamento de engenharia, a exploração geológica deve-se conhecer uma série de áreas específicas de conhecimento do profissionais ligados a atividades civis e mineiras dentro do escopo aqui postulado, pois envolvem os seguintes estudos:

- a) O estudo da história geológica da região;
- b) A análise de eventos passados que tenham modificado feições e propriedades das rochas *in situ*;
- c) A avaliação do efeito das estruturas de engenharia sobre feições geológicas na área bem como a resistência da rocha *in situ*;
- d) A reação do meio geológico com a mudança das condições anteriores a intervenção;
- e) Mapeamento geológico superficial e execução de perfis litológicos.

Dentre as etapas da exploração geológica pode-se citar as seguintes:

- a) Estudo de reconhecimento regional (aerofotogrametria) e prospecção ou campanha de sondagens dependendo da finalidade;
- b) Detalhamento do local e da área de influência determinada;
- c) Estudos geomorfológicos para identificação de possíveis feições influenciáveis;
- d) Planejamento de trabalhos de exploração de sub-superfície;
- e) Estudo de geologia estrutural e posteriormente detalhamento a nível local e
- f) Localização de jazida para material de empréstimo e ou "bota-foras".

7 EXEMPLO DE ANÁLISE PARAMÉTRICA

7.1 - Introdução

O projeto de uma escavação em rocha, necessita uma avaliação de como o maciço rochoso reage às tensões induzidas pela escavação. Para a previsão dessa reação é necessário o conhecimento do comportamento e características de resistência do maciço rochoso.

Nos últimos 20 anos, tem ocorrido um grande desenvolvimento no campo da engenharia geotécnica particularmente na aplicação de computadores para análise da distribuição de tensões complexas e problemas de estabilidade, bem como avanços importantes no campo de equipamentos e instrumentação para fins geotécnicos.

A despeito desses importantes avanços, o engenheiro geotécnico ainda depara com algumas áreas de incertezas e uma delas refere-se ao comportamento de maciços rochosos.

Uma proporção significativa do esforço de pesquisa em mecânica de rochas tem sido direcionada na determinação de um critério de resistência para uso em problemas de engenharia como estabilidade de taludes e escavações subterrâneas.

Em 1980, Hoek e Brown [24] apresentaram um critério empírico de resistência para rochas e maciços rochosos para uso em projetos de escavação com o objetivo de:

- a) descrever adequadamente a resposta do material intacto de rocha para toda a variação das condições de tensões encontradas na prática;
- b) ser capaz de quantificar o comportamento de anisotropia associada a existência de planos de descontinuidades; e
- c) proporcionar uma indicação, mesmo que aproximada da resistência de maciços rochosos em escala natural contendo famílias de descontinuidades.

Este critério tem sido utilizado com sucesso em vários projetos envolvendo taludes e escavações subterrâneas em rocha. Recentemente em 1988, Hoek e Brown [31] apresentaram a atualização desse critério tendo em vista a experiência de aplicação em vários casos reais.

O IPT nos últimos 30 anos realizou ensaios de laboratório para a caracterização geomecânica de rochas para a aplicação em projetos de barragens, tuneis e minerações. Esses dados estão disponíveis em relatórios e na ocasião o tratamento dos dados no que tange a envoltórias de resistência era feito utilizando-se do critério linear de Mohr-Coulomb.

Neste capítulo foi feito um levantamento dos relatórios e após o desenvolvimento do programa para microcomputador, foram tratados os dados e determinadas as constantes de cada litologia, utilizando-se do critério de Hoek-Brown.

7.1.1- Objetivo

O objetivo deste exemplo foi de:

- a) estudar o critério empírico de resistência desenvolvido por Hoek e Brown;
- b) desenvolver um programa para microcomputador para tratamento de dados de ensaios de laboratório;
- c) tratar os dados de ensaios realizados pelo IPT, incorporando a teoria de não linearidade da envoltória de resistência;
- d) determinar constantes geomecânicas para diferentes litologias; e
- e) estabelecer as constantes de resistência de maciços rochosos através do tratamento de dados laboratoriais e classificação de maciços rochosos.

7.2 - Teoria de ruptura da rocha

Em 1958, Murrell mostrou que o critério de ruptura frágil proposto por Griffith em 1921 e 1925, poderia ser aplicado em rocha. A teoria de Griffith postula que em materiais frágeis como

o vidro, as fraturas iniciam quando a resistência à tração do material é excedida por tensões geradas na extremidade de microscópicas fendas do material.

Em rocha, tais fendas poderiam ser fissuras pré-existentes, contorno de grãos ou outras descontinuidades. A teoria de Griffith resumida para aplicações em mecânica de rochas por Hoek em 1968, prevê envoltórias de ruptura parabólicas para os círculos de Mohr.

A teoria de Griffith foi originalmente derivada para o campo predominante de tensões de tração. Aplicando esse critério para rocha submetida à condição de tensões de compressão havia a necessidade de considerar a resistência de atrito de fissuras fechadas. McClintock e Walsh em 1962, propuseram uma modificação da teoria de Griffith levando-se em conta essas forças de atrito.

Estudos detalhados de iniciação e propagação de fissuras feitos por Hoek e Bieniawski em 1965 e Hoek em 1968 mostraram que as teorias originais e modificadas de Griffith são adequadas para a previsão da iniciação de fissuras em rocha porém são falhas ao descrever a propagação dessas fissuras.

O reconhecimento da dificuldade no desenvolvimento de um modelo matemático que adequadamente previsse a propagação de fissuras e rupturas em rocha, possibilitou que vários autores propusessem relações empíricas entre as tensões principais ou entre tensões de cisalhamento e normais, na ruptura.

Murrel (1965), Hoek (1968), Hobbs (1970), Bieniawski (1974), Hoek e Brown (1980) e Amadei (1988) propuseram diferentes formas de critérios empíricos e o estudado neste trabalho foi o desenvolvido por Hoek e Brown em 1980 e atualizado em 1988 e baseia-se na teoria de Griffith.

7.3 - Critério empírico de resistência desenvolvido por Hoek e Brown

O exame de uma grande quantidade de dados experimentais para rochas intactas e descontinuidades rochosas e uma menor quantidade de dados disponíveis para juntas de maciços rochosos, mostrou que

a relação entre as tensões principais maior e menor e entre as tensões de cisalhamento e normal na ruptura (definido aqui como tensões de pico), é geralmente não linear. Por analogia com a envoltória não linear de ruptura prevista pela clássica teoria de Griffith para planos de compressão e usando um processo de triagem de erros, os autores desenvolveram a seguinte relação empírica entre as tensões principais na ruptura:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + \sqrt{m \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s} \quad (7.1)$$

onde σ_1 = tensão principal maior na ruptura;

σ_3 = tensão principal menor;

σ_c = resistência à compressão uniaxial da rocha; e

m e s = constantes que dependem das propriedades da rocha e condição de fraturamento antes de serem submetidas às tensões de ruptura σ_1 e σ_3 .

A equação 1 pode ser reescrita na forma:

$$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{m \sigma_{3n} + s} \quad (7.2)$$

onde σ_{1n} e σ_{3n} são os valores das tensões principais normalizadas com relação a σ_c ($\sigma_{1n} = \sigma_1/\sigma_c$, $\sigma_{3n} = \sigma_3/\sigma_c$).

Pondo $\sigma_3 = 0$ na Eq.1, a resistência a compressão uniaxial da rocha é

$$\sigma_{cs} = \sqrt{s \sigma_c^2} \quad (7.3)$$

Para material de rocha intacta, $s = 1$ e $\sigma_{cs} = \sigma_c$ como desejado. Para rochas inicialmente fraturadas, $s < 1$ e a resistência a compressão com pressão confinante de zero é dada pela Eq.7.3. É necessário enfatizar que σ_c é a resistência à compressão uniaxial do material da rocha intacta que compõe a amostra. Para uma amostra completamente granular ou um agregado de rocha, $s = 0$.

A resistência à tração uniaxial da amostra determinada pondo $\sigma_1=0$ na Eq.7.1 e resolvendo a equação tomando $\sigma_3 = \sigma_1$, é :

$$\alpha = \frac{\sigma_c}{2} \left[m - \sqrt{m^2 + 4s} \right] \quad (7.4)$$

Quando $s = 0$, $\alpha = 0$ como era de se esperar, para um material totalmente fraturado. Para um material de rocha intacta com $s = 1$ e $m \gg 1$, $m \approx \sigma_c / |\alpha|$. Contudo, devido a dificuldade de se adotar a resistência tração uniaxial como uma propriedade fundamental da rocha [21], é preferível tratar m simplesmente como um parâmetro empírico de ajuste de curva. O valor de m diminui com o aumento do grau de fraturamento inicial da amostra.

Embora, para muitos projetos de aplicação, seja apropriado apresentar o critério de resistência em termos de tensões principais, para casos envolvendo ruptura por cisalhamento numa simples superfície ou em zonas estreitas, é necessário expressar um critério em termos de tensões normais e de cisalhamento. Usando a relação entre tensões normais e cisalhantes, num plano crítico derivado por Balmer [25], para um critério de ruptura não linear, é encontrado que a tensão normal, σ , e a resistência ao cisalhamento, τ , definidos na FIG.7.1, pode ser escrito por:

$$\sigma = \sigma_3 + \frac{\tau_m^2}{\tau_m + \frac{m \sigma_c}{8}} \quad (7.5)$$

e

$$\tau = (\sigma - \sigma_3) \sqrt{1 + \frac{m \sigma_c}{4 \tau_m}} \quad (7.6)$$

na qual

$$\tau_m = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (7.7)$$

Na FIG 7.1, pode ser visto que os valores normalizados de σ e τ , $\sigma_n = \sigma / \sigma_c$ e $\tau_n = \tau / \sigma_c$, estão relacionados por uma equação da forma:

$$\tau_n = A (\sigma_n - \alpha_n)^B \quad (7.8)$$

onde α_n = resistência normalizada a tração da rocha dada por

$$\alpha_n = \frac{1}{2} \left(m - \sqrt{m^2 + 4s} \right) \quad (7.9)$$

e A e B = constantes que dependem do valor de m

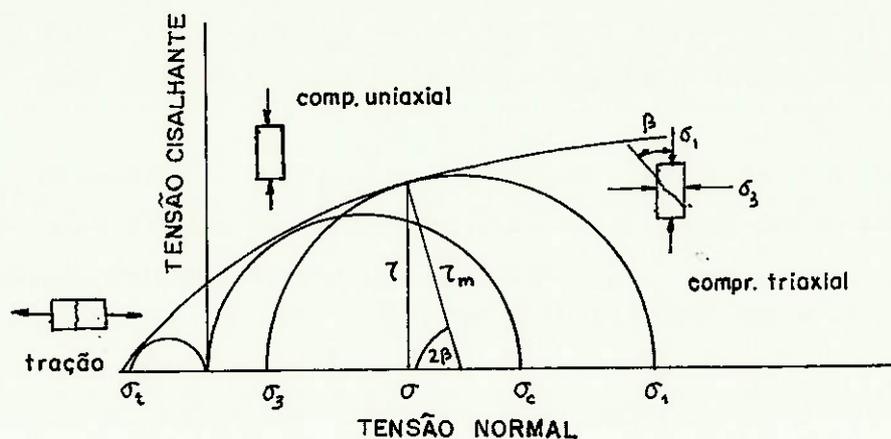


Figura 7.1 - Envoltória de resistência mostrando relações entre as componentes de tensões (Hoek & Brown, 1980)

No desenvolvimento do critério, é assumido que a tensão principal intermedisria não tem influência nas condições de ruptura. Isto pode ser menos aceitável para rochas fraturadas do que para material rochoso intacto e isotrópico. O critério é apresentado em termos de tensões totais ou aplicadas. O critério para tensões efetivas, permitindo a introdução de pressões d'água nos poros e juntas, é apresentado substituindo as tensões efetivas σ'_1 e σ'_3 nas tensões totais σ_1 e σ_3 , nas equações anteriores. Os parâmetros m e s , determinados a partir das tensões efetivas do critério de resistência, podem não ser necessariamente os mesmos que aqueles determinados para tensões totais.

7.3.1 - Características do Critério

O Critério empírico de resistência contém 3 constantes: m , s e σ_c . As constantes m e s são adimensionais.

Os valores elevados de m , da ordem de 15 a 25, fornecem envoltórias bastante inclinadas para os círculos de Mohr e elevados ângulos de atrito instantâneos a níveis baixos de tensões efetivas normais. Esses valores de m devem ser associados com rochas metamórficas e ígneas de comportamento frágil tais como

andesitos, granitos e gnaisses.

Valores baixos de m , da ordem de 3 a 7, fornecem baixos ângulos de atrito instantâneo e devem ser associados com rochas carbonáticas de comportamento dúctil tais como calcáreo e dolomito.

O parâmetro m varia com o tipo de rocha, o ângulo de atrito entre partículas ou entre blocos e o grau de interligação entre partículas dentro do maciço rochoso.

O máximo valor de s é 1 e é aplicado para amostras de rocha intacta que tem resistência finita a tração. O mínimo valor de s é zero e é aplicado para rochas bastante fraturadas ou quebradas as quais a resistência à tração é praticamente zero e a coesão do maciço rochoso é zero quando a tensão efetiva normal é zero.

O parâmetro s , depende da resistência à tração entre partículas e o grau de interligação das partículas.

Para material isotrópico de rocha intacta, $s = 1$ e m é uma constante que depende do tipo da rocha. Para rochas anisotrópicas, m e s variam com a orientação dos planos de fraquezas em relação às direções das tensões principais. Para rochas altamente fragmentadas ou com juntas, m e s decrescem com o aumento da intensidade de juntas ou grau de fragmentação e com a redução da interligação das partículas ou blocos.

A terceira constante, resistência à compressão uniaxial, σ_c , foi escolhida após cuidadosas considerações de dados disponíveis de resistência de rocha. A resistência à compressão sem confinamento é provavelmente a mais conhecida e medida constante em mecânica de rochas, podendo seu valor ser estimado no caso de não se dispor de valores de sua resistência.

7.3.2 - Considerações sobre o critério

Algumas simplificações foram feitas no critério empírico de resistência e é necessário discutir e apresentar essas simplificações para uma melhor aplicação do método.

a) tensões efetivas: é assumido que o critério é válido para

condições de tensões efetivas. Apesar de algumas controvérsias sobre o assunto, é demonstrado que o conceito de tensões efetivas parece ser válido em rochas intactas de baixa permeabilidade com velocidade de carregamento suficientemente baixo para permitir um equilíbrio da pressão neutra. Para rochas porosas como o arenito, a velocidade normal de carregamento em laboratório satisfaz as condições de tensões efetivas e não existe razão para supor que não pode ser aplicada em rochas fraturadas.

- b) influência da pressão neutra na resistência: é geralmente aceito que a pressão neutra tem uma influência significativa na resistência da rocha. Colback e Wiid (1965) e Broch [26] mostraram que as resistências uniaxiais de amostras secas de xisto quartzoso, quartzo-diorito, gabro e gnaiss podem ser reduzidas de até 2 vezes pela saturação em água. A análise desses resultados sugerem que esta redução é da resistência à compressão uniaxial e não da constante m . É importante em ensaios em rocha ou na comparação de dados de resistência uniaxial que a umidade de todas as amostras seja mantida dentro de uma faixa estreita. Em ensaios de rochas para uma particular aplicação prática, as amostras devem ser testadas mais próximas da umidade natural.
- c) influência da velocidade de carregamento: com exceção de ensaios com tensões efetivas em materiais com baixa porosidade ou ensaios em materiais viscoelásticos como sal ou potássio, geralmente é assumido que a influência da velocidade de carregamento é insignificante para rocha. Isto pode ser uma simplificação, porém é suficientemente razoável para muitas aplicações práticas.
- d) influência do tamanho da amostra: Hoek e Brown, analisaram a influência do tamanho de amostras em resultados de ensaios de resistência em testemunhos intactos de rocha.

Eles encontraram que a influência do tamanho das amostras pode ser expressa pela relação:

$$\sigma_c = \sigma_{c50} (50/d)^{0,48} \quad (7.10)$$

onde σ_c = resistência a compressão não confinada;

d = diâmetro da amostra (mm); e

σ_{c50} = resistência a compressão não confinada de um testemunho com 50 mm de diâmetro do mesmo material

No caso de rochas fraturadas, a influência do tamanho é controlada pela relação entre o espaçamento das fraturas e o tamanho da amostra.

- e) influência da tensão principal intermediária: o critério assume que o processo de ruptura é controlado pelas tensões principais maior e menor σ_1 e σ_3 , e a tensão intermediária σ_2 não tem influência significativa nesse processo. Isto é uma simplificação mas é suficientemente evidente que a influência da tensão principal intermediária pode ser ignorada sem introduzir erros inaceitáveis.
- f) inclinação da superfície de ruptura: o ângulo de ruptura é usualmente difícil de se determinar. Isto é porque o processo de ruptura é complicado e não segue claramente uma trajetória definida. Quando o plano de ruptura é visível, a inclinação do plano não pode ser determinada com uma precisão melhor que $\pm 5^\circ$. Em contrapartida, as tensões de ruptura determinadas a partir de ensaios triaxiais cuidadosamente realizados tem a forma da envoltória para os círculos de Mohr claramente definidos.
- g) transição dúctil-frágil: os resultados de uma série de ensaios uniaxiais realizados por Schwartz [27] em amostras intactas de calcáreo mostraram que a transição entre o comportamento frágil e dúctil ocorreu quando a relação das tensões principais era $\sigma_1/\sigma_3 = 4,3$. Um estudo

das características de ruptura de uma quantidade de rochas, realizado por Mogi (1966), concluiu que a transição frágil-dúctil para muitas rochas ocorreram quando a relação $\sigma_1/\sigma_3 = 3,4$. Examinando os resultados pode-se chegar que existem varias interpretações de relações entre tensões principais dependendo do procedimento de ajuste da curva empregada e a escolha do ponto de transição frágil-dúctil. Parece que os valores de σ_1/σ_3 podem variar de 3 a 5. Uma regra usada por Hoek é que a pressão de confinamento deve ser menor que a resistência a compressão uniaxial (σ_c) para materiais considerados de ruptura frágil (valores de m altos). Para materiais com valores de m baixos como alguns calcários o valor da pressão de confinamento pode ser igual a resistência a compressão uniaxial.

7.4 - Aplicações práticas

O critério empírico de resistência tem sido usado com sucesso em um número de projetos envolvendo taludes e escavações subterrâneas em rocha. Programas para computadores e calculadoras programáveis tem sido modificados para incorporar esse critério de resistência não linear. Geralmente, o critério tem sido usado para cálculos preliminares de projetos onde os parâmetros de resistência do maciço rochoso foi estimado a partir da TABELA 7.1 usando dados de investigação in situ para determinar a qualidade do maciço rochoso. Uma exceção desta regra geral foi a análise da estabilidade do talude da mina à céu aberto de Bougainville onde os parâmetros de resistência obtidos a partir de ensaios triaxiais puderam ser usados. A aplicação do critério em estabilidade de taludes e análise de escavação subterrânea é apresentada a seguir.

7.4.1 - Estabilidade de Taludes

O critério não linear pode ser incorporado em programas padrões de estabilidade de taludes tais como aqueles que analisam escorregamentos circulares ou não circulares usando os métodos de Bishop ou Janbu. Esse tipo de problema de estabilidade de taludes

envolve a ruptura por cisalhamento de maciços rochosos ao longo de superfícies contínuas de escorregamento e portanto a forma tensão de cisalhamento-tensão normal do critério (Equação 7.8) deve ser usada. Na modificação de programas existentes é mais conveniente definir valores instantâneos de coesão c_i , e ângulo de atrito ϕ_i a partir da curva tensão de cisalhamento(τ) -tensão normal(σ) com um valor apropriado de tensão normal. Esses valores são dados por:

$$\tan \phi_i = A B \left[\frac{\sigma}{\sigma_c} - \frac{\sigma_t}{\sigma_c} \right]^{B-1} \quad (7.11)$$

$$c_i = \tau - \sigma \tan \phi_i \quad (7.12)$$

onde σ_t e τ podem ser calculados pelas Equações 7.9 e 7.8, respectivamente, para os valores assumidos de A, B e σ_c . Em vez de ser constante para maciços rochosos fraturados como adotado por Bieniawski e Stimpson e Ross-Brown [28], c_i e ϕ_i podem variar com o nível de tensões e assim devem ser calculados individualmente para cada escorregamento em análises de estabilidade de taludes.

Em análises de estabilidade realizadas até o presente, os parâmetros dados na Tabela 7.1 tem sido usados para análises de tensões efetivas e totais. Como se sabe, é claro que os valores das tensões efetivas e totais dos parâmetros m , s , A e B são diferentes. Devido a falta de dados adequados, de campo e laboratório, não tem sido possível determinar parâmetros apropriados de tensões efetivas. Até que isso possa ser feito, os valores dados na Tabela 7.3 devem ser usado com σ_c sempre sendo medido nas condições de campo.

7.4.2. - Escavações subterrâneas

O critério tem sido usado em conjunto com análises de tensões elásticas para determinar a extensão de zonas com grandes tensões ao redor de escavações subterrâneas. Este método tem sido particularmente útil em estágios iniciais de projetos de casa de força subterrâneas, quando poucas informações sobre as propriedades e comportamento do maciço rochoso estão disponíveis e as decisões de projeto tem que ser tomadas com relação à forma e dimensão das escavações.

Para esta finalidade, a forma das tensões principais do critério é incorporada num programa de computador que usa uma formulação indireta do método de elementos de contorno para calcular as deformações planas, tensões elásticas e deslocamento ao redor de escavações subterrâneas de qualquer formato. O programa permite soluções de problemas envolvendo escavações profundas para as quais o campo de tensões pode ser considerado constante com a profundidade, e escavações rasas nas quais o campo de tensões é influenciado pela gravidade. Tendo determinado as tensões principais numa série de pontos no contorno e internos, o programa calcula a resistência disponível em cada ponto, em termos de tensões principais maiores na ruptura, a partir da Equação 7.2 ou ruptura à compressão e da Equação 7.4 ou ruptura à tração, usando valores de σ_c e como dados de entrada os valores de σ_c , m e s . A resistência do maciço rochoso que pode ser desenvolvida em cada ponto é então comparada com os valores computados de σ_1 (compressão) ou σ_3 (tração) dando uma série de relações resistência/tensões com as quais pode ser desenhada e identificada a zona potencial de tensões elevadas.

Este método usa uma análise de deformações planas e tensões elásticas e não permite conhecer o comportamento do maciço rochoso com ruptura progressiva e o comportamento tensão-deformação pós-ruptura. Não se pode esperar soluções precisas e exatas para todo problema prático. Contudo, ela é muito útil de maneira rápida e barata na obtenção de indicações do comportamento de uma escavação, particularmente em estágios preliminares do projeto quando uma série de análises de ensaios são requisitadas.

7.5 - Etapas de cálculo dos parâmetros

Onde existem resultados laboratoriais, de ensaios triaxiais ou de resistência ao cisalhamento, as constantes m , s e σ_c podem ser determinadas do seguinte modo:

7.5.1 Ensaio triaxiais em rochas intactas

Para rochas intatas o valor da constante $s = 1$ e os valores de σ_c e m podem ser dados por:

$$\sigma_c = \sqrt{\frac{\Sigma y}{n} - \frac{\Sigma x}{n} \left[\frac{\Sigma xy - (\Sigma x \Sigma y)/n}{\Sigma x^2 - (\Sigma x)^2/n} \right]} \quad (7.13)$$

$$m = \frac{1}{\sigma_c} \left[\frac{\Sigma xy - (\Sigma x \Sigma y)/n}{\Sigma x^2 - (\Sigma x)^2/n} \right] \quad (7.14)$$

onde $x = \sigma_3'$

$$y = (\sigma_1' - \sigma_3')^2$$

n = número de pares σ_1' e σ_3' .

O coeficiente de determinação r^2 é

$$r^2 = \frac{(\Sigma xy - (\Sigma x \Sigma y)/n)}{(\Sigma x^2 - (\Sigma x)^2/n) (\Sigma y^2 - (\Sigma y)^2/n)} \quad (7.15)$$

7.5.3 - Ensaaios triaxiais em rochas fraturadas

Para rochas diaclasadas ou fortemente fraturadas, a resistência à compressão de fragmentos intatos de rocha é determinado a partir da equação 7.10, de ensaios de compressão uniaxial ou de ensaios puntiformes em fragmentos de rochas. O valor de m é obtido da equação 7.11 e o valor de s é:

$$s = \frac{\Sigma y/n - m \sigma_c \Sigma x/n}{\sigma_c^2} \quad (7.16)$$

Quando o valor de s está muito próximo a zero, a equação 7.16, algumas vezes fornece um valor negativo e pequeno para s . Este problema normalmente vem a tona quando existe uma deficiência nos dados experimentais na região de $\sigma_3' \leq 0$, para os ensaios triaxiais, ou $\sigma' \leq 0$ para ensaios de cisalhamento. Em tais casos, assumamos $s = 0$ e calcule um novo valor para m de:

$$m = \frac{\Sigma y}{\sigma_c \Sigma x} \quad (7.17)$$

7.5.3 - Análises de dados de ensaios de cisalhamento

As tensões principais efetivas, máxima e mínima (σ_1' e σ_3'), correspondentes a cada par, tensão cisalhante e normal (τ e σ')

podem ser calculadas por :

$$\sigma'_1 = \sigma' + \frac{\tau}{\sigma'} \left[(\tau - c'_0) + \sqrt{\sigma'^2 + (\tau - c'_0)^2} \right] \quad (7.18)$$

$$\sigma'_3 = \sigma' + \frac{\tau}{\sigma'} \left[(\tau - c'_0) - \sqrt{\sigma'^2 + (\tau - c'_0)^2} \right] \quad (7.19)$$

onde c'_0 , a coesão, intercepto para os valores τ , σ' , pode ser estimada por :

$$c'_0 = \frac{\Sigma \sigma'}{n} - \frac{\Sigma \tau}{n} \left[\frac{\Sigma \tau \sigma' - (\Sigma \tau \Sigma \sigma')/n}{\Sigma \tau^2 - (\Sigma \tau)^2/n} \right] \quad (7.20)$$

Os valores de σ'_1 e σ'_3 , calculados pelas equações 7.18 e 7.19, são substituídos nas equações 14 a 16 para determinar os valores de \underline{m} e \underline{s} . A envoltória de ruptura de Mohr, correspondente a estes valores de m e s , pode ser calculada por meio das equações 21 a 24 a seguir apresentadas.

A resistência ao cisalhamento τ para um efeito específico sobre a tensão normal σ' é obtida resolvendo-se o seguinte sistema de equações :

$$\tau = (\cot \phi'_1 - \cos \phi'_1) \frac{m \sigma_c}{3} \quad (7.21)$$

onde:

$$\phi'_1 = \text{Arctan} \frac{1}{\sqrt{4 h \cos^2 \theta - 1}} \quad (7.22)$$

$$\theta = \frac{1}{3} \left(90 + \text{Arctan} \frac{1}{\sqrt{h^3 - 1}} \right) \quad (7.23)$$

$$h = 1 + \frac{15(m \sigma' + s \sigma_c)}{3 m^2 \sigma_c} \quad (7.24)$$

Note que os ângulos ϕ'_1 e θ são em graus.

Na procura de uma solução, que forneça uma base ao projeto de escavação subterrânea em rochas, Hoek e Brown (1980) concluíram que algumas tentativas tinham que ser feitas para relacionar as constantes \underline{m} e \underline{s} com medidas ou observações que poderiam ser

efetuadas por qualquer geólogo competente no campo. Reconhecendo que as características do maciço que controlam sua resistência e o comportamento da deformação são similares às características que foram adotadas por Bieniawski [29] e por Barton, Lien e Lunde [21] para suas classificações de maciços, Hoek e Brown [24]) propuseram que estas classificações poderiam ser utilizadas para estimar as constantes dos materiais m e s .

Devido a falta de métodos adequados para estimar a resistência do maciço, a primeira tabela relacionando a classificação do maciço com as propriedades dos materiais, publicada por Hoek e Brown [24], foi largamente aceita pela comunidade geotécnica e foi utilizada em grande número de projetos. O ganho de experiência destas aplicações mostrou que a estimativa de resistência era razoável, quando utilizada para estudos de estabilidade de taludes, nas quais o maciço é normalmente perturbado e abalado, por relaxação, devido a escavação do talude. No entanto, a resistência estimada normalmente mostra-se bastante baixa, em aplicações envolvendo escavações subterrâneas onde as tensões confinantes não permitem o mesmo grau de perturbação que ocorre em um talude.

Para incorporar as lições aprendidas das aplicações práticas, Brown e Hoek (1988) propõem uma revisão nas relações entre o RMR de Bieniawski [29] e as constantes m e s . Segundo Priest e Brown (1983) as relações foram apresentadas na forma das seguintes equações :

a) maciço rochoso perturbado

$$\frac{m}{m_i} = \exp \left[\frac{\text{RMR} - 100}{14} \right] \quad (7.25)$$

$$s = \exp \left[\frac{\text{RMR} - 100}{6} \right] \quad (7.26)$$

b) maciço rochoso não perturbado ou interfechado

$$\frac{m}{m_i} = \exp \left[\frac{\text{RMR} - 100}{28} \right] \quad (7.27)$$

$$s = \exp \left(\frac{RMR - 100}{9} \right) \quad (7.28)$$

onde:

\underline{m} e \underline{s} são as constantes da rocha.

\underline{m}_i é o valor de \underline{m} para a rocha intacta.

As equações 7.25 a 7.28 foram usadas para construir a TABELA 7.1, que mostra as relações aproximadas entre a qualidade do maciço rochoso e as constantes de Hoek-Brown. Note que o valor do índice de qualidade de túneis Q de Barton, Lien e Lunde [21] foram calculados a partir da relação proposta por Bieniaswki [30]:

$$RMR = 9 \text{ LN } Q + 44 \quad (7.29)$$

7.6 Metodologia para tratamento dos dados

Os dados foram coletados a partir de relatórios de ensaios laboratoriais executados pelo IPT. Sendo classificados por litologia.

Foi utilizado o software gerenciador BASE III Plus para elaborar um banco de dados que possibilita a recuperação pelo tipo de ensaio e pela litologia, bem como alguns critérios de corte como quantidade de ensaios, valores de resistência dos ensaios, etc.

Posteriormente, foi elaborado em linguagem BASIC um programa de tratamento estatístico conforme os algoritmos fornecidos pelos autores Hoek e Brown para determinação dos parâmetros geomecânicos bem como construção gráfica da envoltória do maciço.

A Figura 7.2 mostra através de um fluxograma a metodologia utilizada para o tratamento de dados.

FLUXOGRAMA DO TRATAMENTO DE DADOS

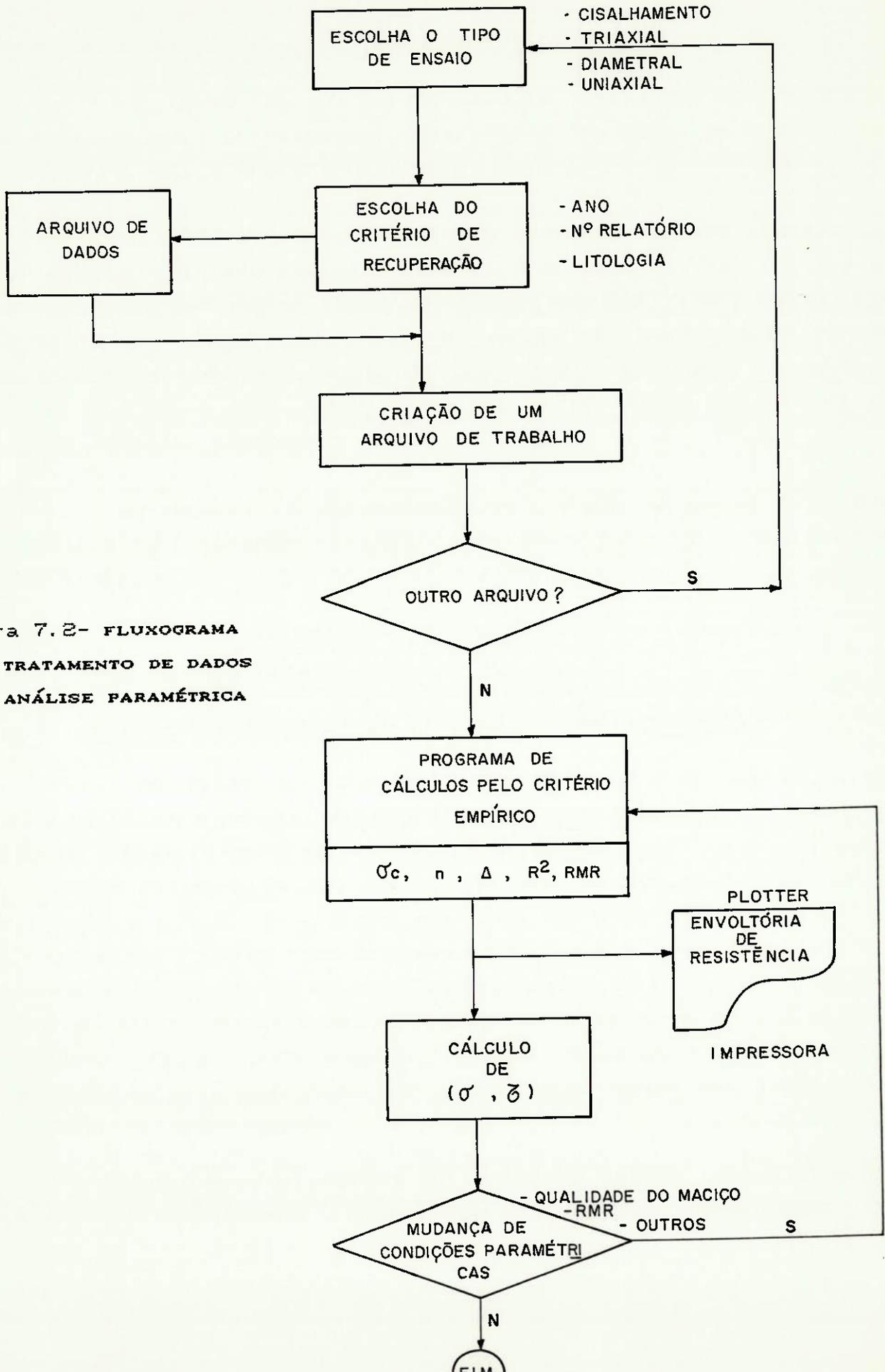


Figura 7.2- FLUXOGRAMA PARA TRATAMENTO DE DADOS PARA ANÁLISE PARAMÉTRICA

7.7 - Apresentação dos resultados deste trabalho

No ANEXO A, é apresentada a listagem do programa desenvolvido para o tratamento estatístico dos dados de ensaios de laboratório, utilizando-se o critério empírico de Hoek e Brown.

No ANEXO B, são apresentados gráficos obtidos através da aplicação do critério empírico de Hoek & Brown, na qual foi feita uma simulação com quatro tipos de maciços com $RMR = 60$ e $RMR = 80$, nos casos de maciço perturbado e maciço não perturbado. Estas simulações referem-se a dados de laboratório mostrados na TABELA 7.2 e que foram tratadas para obter-se os dados referentes a maciços rochosos conforme a TABELA 7.4.

No ANEXO C, é apresentado um exemplo de banco de dados de ensaios de compressão triaxial realizados pelo IPT e utilizados neste trabalho.

7.8 Comentários finais

7.8.1 Referentes à aplicação do critério de resistência

Para verificar a aplicabilidade do critério empírico de resistência para rochas isotrópicas, foram analisados os dados de ensaios triaxiais para vários tipos de rochas.

É bem reconhecido que o comportamento de muitas rochas varia de frágil à dúctil em algumas pressões elevadas de confinamento, definidas por Byerlee como pressão de transição frágil-dúctil. Não somente a forma da curva tensão-deformação varia nesta pressão, mas o mecanismo de deformação também varia na zona de transição. Portanto, não se pode esperar que um critério de resistência desenvolvido para aplicação no campo frágil possa ser igualmente aplicável no campo dúctil.

O agrupamento e análise de dados de acordo com o tipo de rocha tem obviamente desvantagens. Estudos detalhados de

resistência e fraturamento de rochas indica que fatores como composição mineral, tamanho e angularidade, natureza e forma e o cimento entre os grãos, influenciam a maneira como as fraturas se iniciam e se propagam. Se esses fatores são relativamente uniformes dentro de um dado tipo de rocha, então é esperado que a curva deva ter um bom ajuste aos dados normalizados de resistência, com um correspondente valor alto do coeficiente de determinação r^2 . Se por outro lado, esses fatores são muito variáveis de uma litologia para outra, então é esperado ocorrer uma grande dispersão de dados e um baixo ajuste da curva. Para arenito onde o tamanho dos grãos, porosidade e natureza do cimento variam muito e para calcário que é um nome dado para uma grande variedade de rochas carbonáticas, os valores de r^2 são realmente muito baixos.

A despeito destas dificuldades e em algumas vezes alocação arbitrária de nome particular para uma dada rocha, os resultados mostrados na TABELA 7.3, servem para uma importante aplicação prática. Usando os valores aproximados de m para um determinado tipo de rocha, é possível para um projeto preliminar, calcular as envoltórias de resistência baseado somente em valores de σ_c que podem ser determinados usando ensaios simples como ensaio de compressão puntual. O valor de σ_c é necessário como um fator de escala, para determinar a resistência de uma determinada amostra de rocha. Desta forma, embora o mesmo valor de m tenha sido aplicado para os granitos testados por Schwartz e Brace, respectivamente, as resistências das duas rochas a uma dada pressão confinante diferiram de um fator 3.

Os tipos de rocha são listados na TABELA 7.1 em ordem crescente dos valores do parâmetro m . Existe claramente um padrão geral para a relação entre o tipo de rocha intacta e m . Esses e outros resultados, não incluídos na tabela devido a limitação de espaço sugerem que m aumenta com o tipo de rocha na seguinte sequência:

a) $m = 7$ - rochas carbonáticas com clivagem do cristal bem

- desenvolvida (dolomito, calcáreo e mármore);
- b) $m = 10$ - rochas argilíticas (argilito, siltito, xisto, folhelho);
- c) $m = 15$ - rochas areníticas com cristais resistentes e clivagem pobremente desenvolvidas em cristais (arenito, quartzito);
- d) $m = 17$ - rochas com grãos finos, minerais variados, ignea e cristalina (andesito, dolerito, diabasio e riolito),
- e) $m = 25$ - rochas com grãos grossos, minerais variados, ignea e metamórfica, quartzo-diorito).

O critério usa a resistência à compressão uniaxial como um parâmetro de escala e introduz 2 parâmetros adimensionais de resistência: m e s . O parâmetro m varia com o tipo da rocha, o ângulo de atrito entre partículas ou entre blocos, e o grau de interligação entre partículas dentro do maciço rochoso. O parâmetro s depende da resistência à tração entre partículas e o grau de interligação das partículas.

Para material isotrópico de rocha intacta, $s = 1$ e m é uma constante que depende do tipo da rocha. Para rochas anisotrópicas, m e s variam com a orientação dos planos de fraquezas em relação à direções das tensões principais. Para rochas altamente fragmentadas ou com juntas, m e s decrescem com o aumento da intensidade de juntas ou grau de fragmentação e com a redução da interligação das partículas ou blocos. Para agregados granulares, $s = 0$.

Baseado nas análises de uma considerável quantidade de dados de ensaios triaxiais disponíveis para rocha intacta, de uma pequena quantidade de dados de ensaios disponíveis para maciços rochosos fraturados, dos resultados de ensaios em laboratório em modelos de rochas fraturadas e dados de alguns casos históricos, foram desenvolvidas relações aproximadas entre o tipo da rocha, qualidade do maciço rochoso e os parâmetros de resistência m e s . Essas relações foram desenvolvidas para estimar a resistência de

maciços rochosos nos quais o espaçamento entre descontinuidades é pequeno na escala do problema e nos quais é esperado a ocorrência de ruptura do maciço rochoso de maneira complexa. Essas relações não devem ser usadas para problemas onde é esperada a ocorrência de escorregamentos de uma ou duas descontinuidades como por exemplo o escorregamento em cunhas ou planar.

O critério e os valores aproximados dos parâmetros de resistência determinados para o tipo de rocha e os índices de qualidade de maciços rochosos vem sendo aplicados em cálculos aproximados de projeto para taludes e escavações subterrâneas em rochas com juntas. O método usado nessas aplicações permite uma rápida avaliação da resistência do maciço rochoso e o entendimento da estabilidade de estruturas a ser feita, em estágios iniciais de projetos desenvolvidos antes da realização de programas de ensaios de campo ou estudo de testes de escavação. Essas relações de resistência apresentadas para varios tipos de rocha e classes de qualidade de rochas, são baseados em esparsos dados de ensaios e devem ser usados somente como um guia grosseiro. Onde a ruptura da rocha ou maciço rochoso é considerado importante no projeto, toda a atenção deve ser tomada para determinar os parâmetros necessários de resistência, através de ensaios em laboratório ou in situ e por observações da performance em escala natural do maciço rochoso nos arredores de escavações de testes.

Tabela 7.1 (CHOEK & BROWN, 1980)

Relações aproximadas entre a qualidade do maciço e as constantes das rochas

MACIÇO PERTURBADO VALORES M1 E S1		MACIÇO NÃO-PERTURBADO VALORES M2 E S2				
Critério de resistência empírico $\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sqrt{m\sigma_c \sigma'_3 + s\sigma_c^2}$ σ'_1 = máxima tensão princ. efetiva. σ'_3 = menor " " " σ_c = resist. a compressão uniaxial da rocha intacta, e m e s constantes empíricas.		CARBONATICAS, clivagem bem desenvolvidas. dolomito, calcareo, mármore.	ARGILOSAS. xisto, argilito, folhelho e ardósia (normal a clivagem	ARENITICAS, ro bustos crist. e clivagem pouco desenvolvida. arenito quartzitos	IGNEAS cristalinhas, grãos finos, polimínerais andesítico, dolerítico, diabásio, riolito	IGNEAS grãos gross. & METAMORF. cristalinhas. anfíbolo, gabbro, gnaisse, granito, qz-diorito
AMOSTRAS DE ROCHAS INTACTAS	m1	7.00	10.00	15.00	17.00	25.00
espécimens laboratoriais	s1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
livres de descontinuidades	m2	7.00	10.00	15.00	17.00	25.00
CSIR : RMR=100 NGI : Q=500	s2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
MACIÇO DE EXCELENTE QUALIDADE maciço não-perturbado, fortemente ligado, com descontinuidades entre 1 e 3m não alteradas	m1	2.40	3.43	5.14	5.82	8.56
	s1	0.082	0.082	0.082	0.082	0.082
	m2	4.10	5.85	8.78	9.95	14.63
CSIR : RMR=85 NGI : Q=100	s2	0.189	0.189	0.189	0.189	0.189
MACIÇO DE BOA QUALIDADE rocha fresca a levemente alterada, levemente perturbada com descontinuidades entre 1 e 3m.	m1	0.575	0.821	1.231	1.395	2.052
	s1	0.00293	293E-5	293E-5	293E-5	293E-5
	m2	2.006	2.865	4.298	4.871	7.163
CSIR: RMR=65 NGI: Q=10	s2	0.0205	0.0205	0.0205	0.0205	0.0205
MACIÇO DE QUALIDADE MODERADA famílias de descontinuidades moderadamente alteradas, espaçadas entre 0.3 a 1m.	m1	0.128	0.183	0.275	0.311	0.458
	s1	0.00009	9E-5	9E-5	9E-5	9E-5
	m2	0.947	1.353	2.030	2.301	3.383
CSRI: RMR=44 NGI: Q=1	s2	0.00198	198E-5	198E-5	198E-5	198E-5
MACIÇO DE QUALIDADE FRACA várias descontinuidades alteradas entre 30-500mm, "some gouge" "clean compacted waste rock."	m1	0.29	0.141	0.061	0.069	0.102
	s1	3E-6	3E-6	3E-6	3E-6	3E-6
	m2	0.447	0.639	0.959	0.959	1.598
CSIR: RMR=23 NGI: Q=0.1	s2	0.19E-3	19E-5	19E-5	19E-5	19E-5
MACIÇO DE QUALIDADE MUITO FRACA numerosas descontinuidades bastante alteradas, esp. <50mm, "with gouge". waste rock with fines".	m1	0.007	0.010	0.015	0.015	0.025
	s1	0.1E-6	1E-7	1E-7	1E-7	1E-7
	m2	0.219	0.313	0.469	0.532	0.782
CSIR: RMR=3 NGI: Q=0.01	s2	0.2E-4	2E-5	2E-5	2E-5	2E-5

TABELA 7.2 - Valores obtidos pelo tratamento estatístico dos dados de ensaios triaxiais considerando os sub-grupos das litologias.

LITOLOGIA	SUBGRUPO	N. DE DADOS	COEFIC. DE DETERMIN	σ_c (MPa)	mi
Arcozio	sem subgrupo	18	0,65	2,94	23,46
Arenito	AR 348	16	0,01	6,5	7,51
	AM 264	8	0,86	108,5	19,38
	AL 264	12	0,50	90,7	5,81
	AA 645	40	0,17	15,1	12,13
	AR 956	13	0,52	7,0	18,22
Rasalto vesicular	sem subgrupo	20	0,19	26,02	4,26
Calcareo	DO 877	6	0,01	179,88	1,98
	DO 319	5	0,52	174,87	9,22
	CAR 248	15	0,02	151,35	1,44
Gnaisse	GNCT 652	12	0,66	54,93	21,99
	GNB 652	12	0,64	114,73	13,71
Granito	sem subgrupo	59	0,88	145,95	28,60
Halita	sem subgrupo	24	0,02	50,49	0,31
Siltito	SM 264	4	0,90	57,62	1,28
	SL 264	14	0,86	66,73	5,27
Xisto	BAX 497	10	0,05	61,36	52,31
	BX..... 319	22	0,45	61,10	27,0
	CX 877	15	0,05	99,81	1,40

TABELA 7.3 - Valores obtidos pelo tratamento estatístico dos dados de ensaios triaxiais por litologia

LITOLOGIA	Nº DE DADOS	COEF. DE DETERM.	σ_c (MPa)	m_i	m (SEG. HOEK E BROWN, 1980)
Arcóσιο	18	0,65	2,94	23,46	25
Arenito	89	0,58	34,83	48,82	15
Basalto Vesicular	20	0,19	26,02	4,26	25
Calcário	37	0,24	123,63	11,92	7
Gnaisse	24	0,56	89,94	15,46	25
Granito	59	0,88	145,95	28,60	25
Siltito	18	0,54	66,77	4,04	10
Xisto	47	0,19	82,10	9,42	10

TABELA 7.4 - Valores de m do maciço calculado a partir dos valores m_i obtidos em laboratório com RMR = 60 e 80 para maciços perturbados e não perturbados.

Litologia	RMR	maciço perturbado		maciço não perturbado	
		m	s	m	s
ARENITO MACIÇO	60	1.11	0.00127	4.64	0.0117
ARENITO MACIÇO	80	4.64	0.0357	9.49	0.108
ARENITO LAMINADO	60	0.334	0.00127	1.39	0.0117
ARENITO LAMINADO	80	1.39	0.0357	2.84	0.108
ARENITO ALTERADO	60	0.70	0.0013	2.91	0.0117
ARENITO ALTERADO	80	2.91	0.0357	5.94	0.108
ARENITO	60	1.05	0.00127	4.37	0.0117
ARENITO	80	4.37	0.0357	8.92	0.108
CALCÁREO DOLOMÍTICO 1	60	0.114	0.0027	0.475	0.0117
CALCÁREO DOLOMÍTICO 1	80	0.475	0.0357	0.97	0.108
CALCÁREO DOLOMÍTICO 2	60	0.529	0.00127	2.21	0.0117
CALCÁREO DOLOMÍTICO 2	80	2.21	0.0357	4.51	0.108
CALCÁREO	60	0.083	0.00127	0.345	0.0117
CALCÁREO	80	0.345	0.0357	0.706	0.108
GNAISSE BIOTÍTICO 1	60	1.26	0.00127	5.27	0.0117
GNAISSE BIOTÍTICO 1	80	5.27	0.0357	10.08	0.108
GNAISSE BIOTÍTICO 2	60	0.788	0.00127	3.29	0.0117
GNAISSE BIOTÍTICO 2	80	3.29	0.0357	6.71	0.108
SILTITO MACIÇO	60	0.0734	0.00127	0.306	0.0117
SILTITO MACIÇO	80	0.306	0.0357	0.626	0.108
SILTITO LAMINADO	60	0.303	0.00127	1.26	0.0117
SILTITO LAMINADO	80	1.26	0.0357	2.58	0.108
XISTO (ANFIB. -XISTO)	60	3.00	0.00127	12.5	0.0117
XISTO (ANFIB. -XISTO)	80	12.50	0.0357	25.6	0.108
XISTO (CLORITA-XISTO)	60	0.0802	0.00127	0.334	0.0117
XISTO (CLORITA-XISTO)	80	0.334	0.0357	0.683	0.108

8 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

A análise de parâmetros mecânicos de rochas em laboratório ou "in situ", fornece informações que pode ser utilizadas para construções (civis e mineiras), caracterização do material como agregado, utilização da rocha como sistema de suporte etc.

Portanto, dados de um determinado ensaio podem ser utilizados na prática para mais de um propósito.

O campo de estudo que mais se desenvolveu, ou se beneficiou com os estudos do comportamento mecânico das rochas foi, o de engenharia de escavações subterrâneas.

O espaço subterrâneo é utilizado de diversas formas, variando desde a simples abertura em regiões secas até complexas aberturas em três dimensões, preenchidas com águas quentes ou frias com variações de pressões e viscosidade.

Túneis construídos para rodovias ou ferrovias podem possuir certas seções abaixo de vales ou seções longas muito abaixo de montanhas. A necessidade de ventilação no seu interior obriga a ter-se diâmetros maiores nestas aberturas. Para hidroelétricas é necessário o estudo da pressão dos túneis adutores que carregam água para superfície nas tubulações de descarga subterrâneas.

A câmara para sala de máquinas são salões com tetos na ordem de 25 m de largura, enquanto que os acessos e outras aberturas podem também ser largos, viabilizados somente quando as rochas são auto portantes.

Com tantas formas de utilizar o espaço subterrâneo, muitos tipos de estudos devem ser direcionados, no entanto há certas feições comuns a todos os trabalhos.

Tais feições somente são acessíveis através de informações adquiridas por poços, sondagens e galerias de inspeção, ou somente durante a construção.

Todas as escavações subterrâneas em rochas, isto é, que anteriormente se encontravam no estado inicial de tensão, após a construção estarão modificados.

Os estudos de parametrização mecânica se inicia com

apreciações do caráter da rocha. Uma rocha que é capaz de cumprir o papel de uma viga de 20m ou mais sem suportes apreciáveis poderia ser considerada competente, sendo auxiliado pelo estudo de concentrações de tensões.

Neste trabalho procurou-se descrever de uma forma simples, como entender melhor os parâmetros para que a aplicação nos problemas defrontados durante lavra seja melhor identificada. A explanação sobre diversos critérios de ruptura e propriedades físicas e mecânicas procura mostrar que sua utilização se dá de acordo com a complexidade do problema.

Deduções simples como, quanto maior o módulo de elasticidade e ou módulo de rigidez teremos a ruptura com solicitações maiores e quanto maior o coeficiente de Poisson pode-se denunciar características expansivas na rocha, trazendo problemas em minas subterrâneas, constituem-se em um dos objetivos deste trabalho.

Não foram incluídos neste estudo, a explanação dos modelos reológicos e os diversos aspectos da deformabilidade das rochas, por se tratar de um assunto extenso que poderá ser abordado num outro trabalho, porém é de fundamental importância na condução de estudos sobre dimensionamento e estabilidade de escavações, principalmente subterrâneas. Considerou-se como parâmetros geomecânicos não só dados quantitativos, mas todos os dados mensuráveis qualitativamente, como a classificação geomecânica de maciços rochosos, que incluem dados qualitativos aos quais são atribuídos pesos, e dados quantitativos de ensaios laboratoriais.

No Capítulo 7, sobre a análise estatística através do critério empírico de Hoek & Brown, procurou-se mostrar a aplicação prática de um tratamento de dados de laboratório, através ensaios realizados no IPT durante os últimos 20 anos, determinando algumas curvas de resistência que caracterizam as respectivas litologias, curvas estas que representam uma aproximação da resistência do maciço rochoso (incluindo todas feições geológicas desfavoráveis não mostradas por corpos de provas ensaiadas em laboratório). Outros critérios permitem obter envoltórias de resistência através de ensaios laboratoriais para a rocha (ensaios de compressão

triaxial e uniaxial e ensaio de tração)

O programa computacional elaborado permite construir essas curvas a partir de dados de laboratório e algumas informações sobre condições geomecânicas do maciço.

Tais curvas podem ser muito úteis como referência para obras nas quais as características de resistência são imprescindíveis à execução de cálculos no projeto básico, ou mesmo para utilizar envoltórias já obtidas como referência para outras obras de semelhante litologia.

9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BIBLIOGRAFIA CITADA

- [1] FRANKLIN, J. A. & DUSSEAULT, M. B. Rock Engineering, McGraw-Hill, 1989. v.1., p 1-4
- [2] ISRM. Commission on Testing Methods. Suggested methods for rock characterization, testing and monitoring. Oxford, Pergamon Press, 1981
- [3] KANJI, M. A. Apostila do curso Elementos de Mecânica de Rochas - Ed. Instituto de Engenharia, SP julho, 1976
- [4] HORINO, F. G. & HOOKER, V. E. Mechanical Properties of Rock In: UNDERGROUND MINING METHODS HANDBOOK", 1982 SME-AIME, New York, EUA, section 6 ,p.1489-1519
- [5] YAMAGUCHI & NICHIMATSU. An introduction to rock mechanics. s.l.p., JICA, 1986 copia xerox
- [6] VUTUKURI, V. S. LAMA, R. D. Classification of Rock In: _____ Handbook on mechanical properties of rocks Germany: Transtech Publications, 1978 v.4, p.205-232
- [7] DERSKI, W. et alii. Rock and Soil mechanics. Trad. Jolanta Krauze. Amsterdam/Warsaw, Elsevier/PWN, 1989 (Development in geotechnical engineering, 48)
- [8] JAEGER, F. C. & COOK, N. G. Fundamentals of rock mechanics. London, Chapman and Hall, 1971. (Science paperbacks, 18)
- [9] JUKIMIS, A. R. Rock Mechanics. Germany: Trans Tech Publications, 1983. p. 161-168

- [10] DOBEREINER, L. Phd thesis: Engineering geology of weak sandstone, july,1984, University of London - Imperial College, p. 127-161
- [11] FARMER, I. W., Engineering behavior of rock, 1983. Chapman and Hall ltd, London
- [12] TIMOSHENKO, S. YOUNG, D.H. Elements of strenght of materials. D. Van Nostrand Company, New York, 1968.
- [13] MENDES, F.M. Geomecânica aplicada a exploração mineira subterrânea - Instituto Superior Técnico - Universidade Técnica de Lisboa, 1985p. 51-128
- [14] NADAI, A. Theory of Flow and Fracture. of solids, v. 2, New York, McGraw-Hill, 1963.
- [15] BRADY, B.H.G. & BROWN, E.T. Rock Mechanics for underground mining. London, George Allen & Unwin, 1985.
- [16] OJIMA, L.M. Metodologia de classificação de maciços rochosos aplicável a túneis. Lisboa: tese para obtenção do título de especialista do Laboratório Nacional de Engenharia Civil LNEC
- [17] PENTZ, D. HODGES, P. Geotechnical factors in open pit mine design. In: Monograph 1 on rock mechanics applications in mining - 17th symposium on rock mechanics. Hustrulid, W.A., Society Mining Engineers, AIMMPE, 1976. p. 55-64 Cap 3
- [18] PECK, R.B. Advantages and limitations of the obsevational method in applied soil mechanics, 19, Geotechnique, 1969. p. 171-187
- [19] BIENIAWSKI, Z.T. Empirical methods of design. In: Rock Mechanics in mining and tunneling. Proc. A Balkema, Boston, 1984. p. 97-135 Cap 6

- [20] WEAVER, J. Geological factors significant in the assessment of rippability. J Civ. Eng. South Africa, v. 17, n.10 oct. 1975. p.313-316
- [21] BARTON, N. LIEN, R., LUNDE, J., Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support, Rock Mechanics, V. 6, n 4, Vienna, Austria, Dec., 1974. p. 189-236.
- [22] BIENIAWSKY, Z. T. Exploration for rock engineering, 1976 In: Proceedings SYMPOSIUM ON EXPLORATION FOR ROCK ENGINEERING, Johannesburg, Capetown, South Africa, A.A. BALKEMA Rotterdam, 2 v. p. 195-263
- [23] ALDORF, J. EXNER, K. Classification of methods for computing the stability of mine opening. In _____. Mine openings: stability and support. Netherlands: Elsevier Sciences Publishers, 1986. v.1 p.58-91
- [24] HOEK, E. BROWN E. T. Empirical Strength criterion for rock masses. Journal of the geotechnical engineering division, sep. 1980. p.1013-1035
- [25] BALMER, G. A General Analytical Solution for Mohr's Envelope, Proceeding, American Society for Testing Materials, V.2, 1952, pp. 1260-1271.
- [26] BROCH, E., The influence of Water on Some Rock Properties, Advances in Rock Mechanics, Proceedings; THIRD CONGRESS OF INTERNATIONAL SOCIETY OF ROCK MECHANICS, Vol.2, Part A, National Academy of Sciences, Washington, D.C., 1974, pp.33-38.
- [27] SCHWARTZ, A. E., Failure of rock in the triaxial shear test. Proceeding. SIXTH SYMPOSIUM on ROCK MECHANICS, Rolla,

Mo., Oct. 1964. p.109-151

- [28] STIMPSON, B. ROSS-BROWN, D. M. Estimating the cohesive strength of randomly jointed rock masses. Mining Engineering, v. 31, n. 2 feb., 1979. p. 182-188
- [29] BIENIAWSKI, Z. T. Estimating the Strength of Rock Materials, Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy, v. 74, n. 8, Johannesburg, South Africa, Mar., 1974. p. 312-320.
- [30] BIENIAWSKI, Z. T., Rock Mass Classifications in Rock Engineering, Proceedings: SYMPOSIUM on EXPLORATION FOR ROCK ENGINEERING, Z. T. Bieniawski, ed., Vol. 1, A. A. Balkema, Rotterdam, Holland, 1976, p. 97-106.
- [31] HOEK, E. & BROWN, E. T. The Hoek-Brown failure criterion- a 1988 update - 15th Canadian Rock Mechanics Symposium, Proceedings, Toronto, oct. 1988

BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

- ALDORF, J. EXNER, K. Theoretical foundations of the stability of mine openings. In _____. Mine openings: stability and support Netherlands: Elsevier Sciences Publishers, 1986. v.1 p. 58-91
- ALDRICH M. J., Pore Pressure Effects on Berea Sandstone Subjected to Experimental Deformation. Geological Society of America Bulletin, V. 80, n. 8, Aug., 1969. p 1577-1586
- ANDERSON, G. Coring and core analysis. Tulsa, Petroleum Publishing, 1975.
- AMUSIN, B. Z. et alii Geomechanics principles of planning mine workings. In: BROWN E. T. & HUDSON, J. A., ed. Design and performance of underground excavations: ISRM Symposium. London, British Geotechnical Society, 1984

ASTM - STP 479 Special Procedure for testing soil and Rock Engineering Purposes - 5th Ed. - ASTM Committee D-18 - 1970, p. 604-627

BALMER, G. A General Analytical Solution for Mohr's Envelope, Proceeding, American Society for Testing Materials, V.2, 1952, pp. 1260-1271.

BARTON, N.R., Review of a New Shear Strength Criterion for Rock Joints, Engineering Geology, V. 7, n 4, Amsterdam, Netherland, 1973. pp. 287-332. BEL, G.L.

BARTON, N. Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock mass. Inter. Journ. of Rock Mech. & Sci. Abstr., v. 15, n. 6, p. 319-368, dec. 1978

BEL, G.L. BRAWNER, C.O. An investigation on rock quality index. Mining Science and Technology, 5, 1987.a Amsterdam, Netherlands : Elsevier Science Publishers B.V., p. 71-82

BRAWNER, C.O. An investigation on rock quality index. Mining Science and Technology, 5, 1987.a Amsterdam, Netherlands : Elsevier Science Publishers B.V., p. 71-82

BIENIAWSKI, Z.T. Improved design of room and pillar coal mines for US conditions. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON STABILITY IN UNDERGROUND MINING, 1, New York, 1982. Proceeding. New York, Society of Mining Engineers of de AIMMPE, 1982. v.1, p.19-51

_____. Empirical methods of design. In: _____. Rock Mechanics design in mining and tunnelling. Boston, A.A. Balkema, 1984. p. 97-132

_____. Improved design of room and pillar coal mines for US conditions. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON STABILITY IN UNDERGROUND MINING, 1, New York, 1982. Proceeding. New York, Society of Mining Engineers of de AIMMPE, 1982. v.1, p.19-51

- _____. Determining Rock Mass Deformability. Experience from Case Histories, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, V.15, n. 5, Oct., 1978, p. 237-247.
- BODONYI, J. Laboratory Tests on Certain Rocks under Axial Symmetrical Loading Conditions, Proceedings SECOND CONGRESS OF THE INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS V. 1, Paper 2-17, Belgrade, Yugoslavia, 1970.
- BRACE, W.F., Brittle Fracture of Rocks. In: _____ State of Stress in the Earth's Crust. W.R. Judd, ed., American Elsevier Publishing Co., New York, N.Y., 1964, pp.111-174.
- BRADY, B.H.G. An Analysis of Rock Behavior in an Experimental Stopping Block at the Mount Isa Mine, Queensland, Australia, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, v.14, n.2, 1977. p. 59-66.
- BREDTHAUER, R. O. Strength Characteristics of Rock Samples under Hydrostatic Pressure, Transactions, American Society of Mechanical Engineers, V.79, 1957, p. 695-708.
- BROWN, E.T., Strength of Models of Rock with Intermittent Joints, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE, V.96, n. SM6, Proc. Paper 7697, Nov., 1970. p. 1935-1949.
- BROWN, E.T., Modes of Failure in Jointed Rock Masses, Proceedings of the Second Congress of the International Society for Rock Mechanics, V.2, 1970. Paper 3-42, Belgrade, Yugoslavia.
- BROWN, R. D. "A subsidence investigation on a site above old Anthracite Workings" in: Proc. First International Symposium of Stability in Coal Mining, 1978, Vancouver, Canada, 1 v. p.251-259

BLYTH, F.G.H. & FREITAS, M. H. A geology for engineers. 9.ed.
London, Edward Arnold, 1984.

BUDAVARI, S. Principles concerning field measurements in mining. In: SYMPOSIUM ON EXPLORATION FOR ROCK ENGINEERING, Johannesburg, nov. 1976. Proceedings. Cape Town, A. A> Balkema, 1977. v.2, p. 41-47

_____. Principles concerning field measurements in mining. In: SYMPOSIUM ON EXPLORATION FOR ROCK ENGINEERING, nov. Proceedings. Cape Town, A. A. Balkema, 1976. v.2.41-48

_____. Rock mechanics in mining practice ,1983, Institute of Mining and Metallurgy, Johannesburg, South Africa.

_____. Response of the rock mass to excavations underground In: _____. Rock Mechanics in mining practice. Johannesburg, Institute of Mining and Metallurgy, 1983. v.1,p.55-76

_____. Mechanical properties of rock and rock mass In: _____. Rock Mechanics in mining practice. Johannesburg, Institute of Mining and Metallurgy, 1983. v.1,p.33-51

BYERLEE, J. D. Brittle-Ductile Transition in Rocks, Journal of Geophysical Research, v.73, n. 14, July, 1968, p. 4741-4750.

CARMICHAEL, R. S. Handbook of physical properties of rock CRC Press, Inc., Boca Raton, Florida, 1982 v.2, p.289-331

CHAPPELL, B. A. Load Distribution and Deformational Response in Discontinua. Geotechnique, V.24, n.4, London, England, 1974. p.641-654.

CHARRUA-GRAÇA, J. G. Contribuição para uma teorização da heterogeneidade. Revista Geotecnia, v.27, nov. 1979. Sociedade Portuguesa de Geotecnia.

- CONROY, P. J. Rock mechanics investigations for a longwall panel in the Illinois In: Proc. First International Symposium on Stability in Coal Mining, 1978, Vancouver, Canada, 1 v. p. 214-227
- CUMMIN, A. B. & GIVEN, I. A., ed. SME Mining engineering handbook. New York, Society of Mining Engineers of The American Institute of Mining, Metallurgical, and Petroleum Engineers, 1973, v.1
- DAHL, D. von SHONFELDT, H. A. Rock mechanics elements of coal mine design. In: Monograph 1 on rock mechanics applications in mining - 17th symposium on rock mechanics. Hustrulid, W. A., Society of Mining Engineers, AIMMPE, 1976. p. 31-39 Cap. 2
- DAEMEN, J. J. K. Problems in Tunnel Support Mechanics. In: _____ Underground Space, V.1, n.3, 1977. p.163-172.
- DAS, B. HUCKA, V. Laboratory investigation of penetration properties of the complete coal series. Intern. Journ. of Rock Mech. Sci. & Geomec. Abst. v.12, p.213-217
- DONATH, F. A., Strength Variations and Deformational Behavior in Anisotropic Rock. In: _____. State of Stress in the Earth's Crust. W.R. Judd, ed., American Elsevier Publishing Co., New York, N.Y., 1964, pp. 281-197.
- DREYER, W. The science of rock mechanics - the strenght properties of rock. 2nd ed, Trans tech Publis., Claustal, 1963
- ONATH, F. A., Strength Variations and Deformational Behavior in Anisotropic Rock. In: _____. State of Stress in the Earth's Crust. W.R. Judd, ed., American Elsevier Publishing Co., New York, N.Y., 1964, pp. 281-197.
- EINSTEIN, H. H., HIRSCHFELD, R. C. Model Studies on Mechanics of

- Jointed Rock. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, V. 99, n. SM3, Proc. Paper 9610, Mar., 1973. p. 229-248.
- FARMER, I. Engineering behaviour of rocks. Chapman and Hall New York, 1968 p. 3- 18
- FRANKLIN, J. A., HOEK, E. Developments in Triaxial Testing Equipment. Rock Mechanics, V.2, n.4, Vienna, Austria, Dec., 1970. p. 223-228.
- GAMA, C. A. J. V. D. A mecânica de rochas e sua contribuição à segurança e economia da mineração. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MINERAÇÃO, 1, Brasília, 1985. Anais... Brasília, IBRAM, v.1, p. 215-232
- GEROGIANNOPOULOS, N. G. BROWN, E. T. The Critical State Concept Applied to Rock. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, V.15, n.1, Feb., 1978. p.1-10.
- HENNIES, W. T. Estabilidade de taludes em mineração. In: SIMPOSIO DE MINERAÇÃO, 5, Ouro Preto, 1975. Anais... Ouro Preto, Universidade Federal de Ouro Preto, Escola de Minas e Metalurgia, DEMI, v.2, 4a. sessão, p.253-274
- HABER-CHAIM, I. Geomechanics, Israel, I. Haber-Chain, 1973
- HALLBAUER, D. K. WAGNER, H. COOK, N. G. W. Some observations concerning the microscopic and mechanical behaviour of quartzite specimens in stiff, triaxial compression tests. Int. Journ. of Rock Mech. & Geomec. Abstr., v.10, n. 6, nov. 1973. p. 713-727
- HARDY, M. P., HUDSON, J. A. FAIRHURST, C. The failure of Rock Beams. Part 1 - Theoretical Studies. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, V.10, n.1, Jan., 1973. p. 53-67.

HARDY, M. P., HUDSON, J. A. FAIRHURST, C. The failure of Rock Beams. Part 1 - Theoretical Studies. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, V.10, n.1, Jan., 1973. p. 53-67.

HUCKA, J.V. Schimdt hammer rebound data for estimation of large scale in situ coal strenght - Int. Journal of Rock Mechanics Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, v.21. n. 1, fev., 1984

Apostila do curso Underground Coal Mining Methods - a short course. IPT/DMGA jun-julho, 1985 v.1

HOEK, E. Rock Mechanics Laboratory testing in the context of a consulting engineering organization - Int. Jour. of Rock Mechanics & geomec. abstr. v.14, 1977. pp 93-101

HUSTRULID, W. A. Undeground mining methods handbook, 1982, SME-AIME, New York, EUA, section 7,8, p. 1450-1687

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO S. A. public.N. 927 Análise do método de compressão puntiforme em fragmentos irregulares na caracterização geotécnica preliminar de rochas, 1972.

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO S.A. Ensaio de compressão uniaxial, compressão diametral, módulo de deformabilidade e determinação de teor de umidade em amostras de furos de sondagem da Usina Prototipo de Irati - São Mateus do Sul, Paraná, Relat. 16433, 1982

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO - IPT, Relatórios Técnicos Internos, diversos, 1971-1988.

KABO, M. GOLDSMITH, W. SACKMAN, J.L. Impact and Comminution process in soft and hard rock. Rock Mechanics, 9, p. 213-243, 1977

MOEBS, N.N. & STATEH M.M. Geologic factors in coal mine roof

stability: progress report. Washington. US Department of the Interior, 1984 (Bureau of mines information circular, 8976)

MELNIKOV, N. & CHESNOKOV, M. Safety in opencast mining. Trad. J. Feinberg. Moscow, Mir Publisher, 1969.

NISHIMATSU, Y. The mechanics of rock cutting. Int Journal Rock Mech. Sci., v. 9, p. 261-272, 1972.

NOVIK, G. & RZHEVSKY, Y. The physics of rocks. Mir Publishers, USSR, 1969

STAGG, K. G. & ZIENKIEWICZ, O. C. Rock mechanics in engineering practice. John Wiley & Sons - London, 1968 p.156-189

STALEY, T. T. PAGE, C. H. Rock mass structural instability. In Practical Handbook for underground rock mechanics. Germany: Transtech Publications, 1986. p. 24-28

Data Aquisition In Practical Handbook for underground rock mechanics. Germany: Transtech Publications, 1986. p. 24-28

SINGH, B. SHEOREY, P. R. Rock mass classification to mining stability problem - some case studies. In: STABILITY in UNDERGROUND MINING, 1, Vancouver, 1982. Proceeding. British Columbia, Canada, Society of Mining Engineers of AIMPE, p. 383-395

SHARP, J. C., MAINI, Y. N. T. BREKKE, T. L. Evaluation of the hydraulic properties of rock mass. In: NEW HORIZONS IN ROCK MECHANICS, 14, Pennsylvania, jun. 1972. Proceeding. p. 481-500

PENG, S. S. A note on the fracture propagation and time dependent behaviour of rocks in uniaxial tension. Int. Journ.

of Rock Mech. & Geomec. Abstr., v. 12, n.4, apr. 197r.
p.125-127

SUTHERLAND, H. J. & HECKES, A. A. TAYLOR, L.M. Physical and numerical simulations of subsidence above high extraction coal mines" In: Proc. ISRM SYMPOSIUM - DESIGN AND PERFORMANCE OF UNDERGROUND EXCAVATIONS", 1984. Cambridge, U.K., British Geotechnical Society, 1v.,p. 65-72.

TARKOY, P.J. A study of rock properties and tunnel boring machine advance rates in two mica schist formations. In: SYMPOSIUM ON ROCK MECHANICS - APPLICATIONS OF ROCK MECHANICS, 15, South Dakota, sept. 1973. Proceedings. p. 415-447

THIRUMALAI, K. Rock Mechanics and developments of advanced hard rock breaking methods. In: HOSKINS JR., E.R., ed. Applications of rock Mechanics. New York, American Society of Civil Engineers, 1975.

TOMAS, L. J. An introduction do mining, Sydney, Australia, HICKS SMITH & SONS, 1973 1 v. p.393-421

WAHLSTROM, E.E. Tunneling in rock. Amsterdam, Elsevier Scientific Publishing, 1973 (Developments en geotechnical engineering, 3)

A N E X O A

LISTAGEM DO PROGRAMA COMPUTACIONAL
(primeira versão)

```

DEFDBL C-D, P-T
CLS
GOSUB 7050
LOCATE 8, 20
PRINT " CRITERIO DE RESISTENCIA EMPIRICA PARA"
LOCATE 10, 30
PRINT " MACICOS ROCHOSOS "
LOCATE 16, 14
PRINT "fonte: The Hoek-Brown failure criterion- a 1988 update"
LOCATE 19, 22
PRINT "Lucio F.M. Coelho e Nestor K. Yoshikawa"
LOCATE 20, 36
PRINT " 1989 "
GOSUB 7060
10 CLS
   DD# = ""
   DIM H(1500), 4L(1500), ALFA(1500), TETA(1500)
   DIM TETAR(1500), FIL(1500), FI(1500), TAL(1500)
   DIM SIB3(300), SI(2000)
   DIM SIB1(300), TALY(300), SIGMAX(300)
   DIM S3(300), SIBY1(300), SIBX3(300)
   DIM RES(300)
   DIM SX3(300)
   DIM NOME$(20)
   NOME$(1) = "T": NOME$(2) = "E": NOME$(3) = "N": NOME$(4) = "S": NOME$(5) = "A"
   NOME$(6) = "D": NOME$(7) = "C": NOME$(8) = "I": NOME$(9) = "S": NOME$(10) = "A"
   NOME$(11) = "L": NOME$(12) = "H": NOME$(13) = "A": NOME$(14) = "N": NOME$(15) = "T"
   NOME$(16) = "E"

***** CRITERIO DE RESISTENCIA EMPIRICA *****

KEY OFF
GOSUB 7100
LOCATE 8, 20: PRINT " A - ENSAIO TRIAXIAL (R.Intacta)"
LOCATE 10, 20: PRINT " B - ENSAIO TRIAXIAL (Rocha fraturada)"
LOCATE 12, 20: PRINT " C - ENSAIO DE CISALHAMENTO (R.Intacta)"
LOCATE 14, 20: PRINT " D - ENVOLTORIA"
LOCATE 16, 20: PRINT " E - CALCULO DO RMR - isoladamente"
LOCATE 20, 20: PRINT " X - ENCERRAR"

GOSUB 7110

360 LOCATE 20, 48: INPUT DD#: DD# = UCASE$(DD#)
   SD = 0: S91 = 0: S93 = 0: S551 = 0: S553 = 0: SU = 0: R2 = 0
   NT = 0: ST = 0
   IF DD# = "A" THEN 480
   IF DD# = "B" THEN 480
   IF DD# = "C" THEN 3000
   IF DD# = "D" THEN 4000
   IF DD# = "E" THEN 3100

```

```
IF DD# = "X" THEN END
GOTO 360
```

```
-----TRIAXIAL- ROCHA INTACTA E FRATURADA-----
480 CLS
    BGSUB 7030
    F = 0
530 LOCATE 11, 23: PRINT "ENTRADA DE DADOS SERA ....:"
    LOCATE 13, 22: PRINT " VIA TECLADO.....<T>"
    LOCATE 14, 22: PRINT " VIA ARQUIVO EM DISCO....<D>"
    LOCATE 11, 48: INPUT FD#: FD# = UCASE$(FD#)
    IF FD# <> "T" AND FD# <> "D" THEN GOTO 530
    LOCATE 17, 8
532 INPUT "E CONHECIDA A RES. A COMP. SIMPLES (p/rocha intacta)? [S/N] ", RC#
    RC# = UCASE$(RC#)
    IF RC# = "N" THEN GOTO 540
    IF RC# <> "S" THEN GOTO 532
```

```
' F - Numero de pares sig1 , sig3.
' SE1 - R.Comp.Simples
```

```
LOCATE 19, 25: INPUT " QUAL SEU VALOR ? ", SE1: SE = SE1 ^ 2
```

```
-----LEITURAS DOS PARES-----
540 IF FD# = "D" THEN GDSUB 1000: GOTO 549
542 LOCATE 21, 22: INPUT "NUMERO DE PARES SIG1/SIG3 =>> ", F
    IF F <= 1 THEN GOTO 542
    IF FD# = "T" THEN GOTO 545
    IF FD# <> "D" THEN GOTO 540
    IF FD# <> "T" THEN GOTO 540
545 CLS
    FOR I = 1 TO F
        PRINT I; ; INPUT ; " SIGMA1 = ", SIG1(I): INPUT " SIGMA3 = ", SIG3(I)
    NEXT I
547 INPUT "DESEJA CRIAR ARQUIVO DOS DADOS DIGITADOS ? [S/N] ", P1#
    P1# = UCASE$(P1#)
    IF P1# = "S" THEN GOSUB 974: GOTO 549
    IF P1# = "N" THEN GOTO 549
GOTO 547
```

```
' SIG1 - TENSÃO NORMAL
' SIG3 - TENSÃO CONFINANTE
' xi - SIG3(I)
' yi - ( SIG1(I) - SIG3(I) )^2
' SS1 - SOMATORIA DE xi
' SS3 - SOMATORIA DE yi
' SSS1 - SOMATORIA DE xi2
' SSS3 - SOMATORIA DE yi2
' SD - SOMATORIA DO PRODUTO xi.yi
```

```
549 MAX1 = SIG1(I) ' MAX1 - MAX. VALOR DE SIG1
    MAX3 = SIG3(I) ' MAX3 - MAX. VALOR DE SIG3
```

```

500 FOR I = 1 TO F
    IF MAX1 < SIG1(I) THEN MAX1 = SIG1(I)
    IF MAX3 < SIG3(I) THEN MAX3 = SIG3(I)
    DE = (SIG1(I) - SIG3(I)) ^ 2
    S3(I) = DE
    SS1 = SS1 + SIG1(I)
    SS3 = SS3 + S3(I)
    SSS1 = SSS1 + SIG3(I) ^ 2
    SSS3 = SSS3 + S3(I) ^ 2
    SU = SIG3(I) * S3(I)
    SD = SD + SU
NEXT I
590 IF RC# = "S" THEN 760      'O VALOR DE R.COMP. E CONHECIDO
SE = SS3 / F - ((SD - SS3 * SS1 / F) / (SSS1 - (SS1 ^ 2) / F)) * SS1 / F
IF SE > 0 THEN GOTO 760
PRINT
PRINT " DADOS NAO COERENTES. TENTE NOVAMENTE"
GOSUB 7090
GOSUB 7098
760 K7 = 1 / SQR(SE)
K8 = (SD - SS1 * SS3 / F)
K9 = (SSS1 - (SS1 ^ 2) / F)
MT = K7 * K8 / K9
'PRINT K7; K8; K9; MT
'END
CLS
      'R^2 CORRELACAO PARA S=1
761 R2 = ((SD - SS1 * SS3 / F) ^ 2) / ((SSS1 - (SS1 ^ 2) / F) * (SSS3 - (SS3 ^ 2) / F))
762 IF DD# = "B" THEN 1060      'B (triaxial R. Fraturada)

GOSUB 7080
LOCATE 2, 20: PRINT " ENSAIO TRIAXIAL P/ ROCHA INTACTA"
LOCATE 9, 16: PRINT "S                      =", 1
LOCATE 11, 16: PRINT "M                      =",
PRINT USING "##.##"; MT
LOCATE 13, 16: PRINT "RES. COMP. UNIAXIAL      =",
PRINT USING "##.##"; SE ^ .5
LOCATE 15, 16: PRINT "COEFICIENTE DE CORRELACAO =",
PRINT USING "##.##"; SQR(R2)
LOCATE 18, 14: PRINT "SIG1 = SIG3 + SQR (";
PRINT USING "#####.##"; MT * (SE ^ .5),
PRINT " *SIG3 + ";
PRINT USING "#####.##"; SE;
PRINT " )"

GOSUB 7090
GOSUB 7095

----- SD PARA ROCHAS FRATURADAS -----
1060 MT = (K8 / K9) * (1 / SQR(SE))
      REM CALCULO DO VALOR DE S
ST = (1 / SE) * (SS3 / F - MT * (SE ^ .5) * SS1 / F)
IF ST < 0 THEN GOTO 1130

```

```

CLS : GOTO 1142
                                REM SE <0 CONSIDERA-SE S=0
1130 ST = 0
    MT = SS3 / SQR(SE) * SS1

1142 GOSUB 7080
    LOCATE 2, 20: PRINT " ENSAIO TRIAXIAL P/ ROCHA FRATURADA"
    LOCATE 9, 16: PRINT "S" =",
    PRINT USING "###.##"; ST
    LOCATE 11, 16: PRINT "M" =",
    PRINT USING "###.##"; MT
    LOCATE 13, 16: PRINT "RES. COMP. UNIAXIAL" =",
    PRINT USING "###.##"; SE ^ .5
    IF S < 0 GOTO 1168
    LOCATE 15, 16: PRINT "COEFICIENTE DE CORRELACAO =" ,
    PRINT USING "##.##"; SQR(R2)
1168 LOCATE 18, 14: PRINT "SIG1 = SIG3 + SQR (" ;
    PRINT USING "#####.##"; MT * (SE ^ .5),
    PRINT "*SIG3 + ";
    PRINT USING "#####.##"; ST * (SE);
    PRINT " )"
1169 PRINT
    GOSUB 7090
    GOSUB 7095
    CLS

***** CISALHAMENTO *****
-----

3000 TAAL = 0: STIG = 0: TAAL2 = 0: TASIG = 0: PTS = 0
    SSX1 = 0: SSX3 = 0: SSSX1 = 0: SSSX3 = 0: SDX = 0
    MC = 0: SC = 0
3001 CLS
    GOSUB 7030
    LOCATE 11, 23: PRINT "A ENTRADA DE DADOS SERA....:"
    LOCATE 13, 22: PRINT "VIA TECLADO .....<T>"
    LOCATE 14, 22: PRINT "VIA ARQUIVO EM DISCO.....<D>"
    LOCATE 11, 50: INPUT TW#
    TW# = UCASE$(TW#)
    IF TW# <> "D" AND TW# <> "T" THEN 3001
    LOCATE 17,8
3010 INPUT "E CONHECIDA A RES. A COMP. SIMP.(rocha intacta) ? [S/N] ",RC#
    RC# = UCASE$(RC#)
    IF RC# = "N" THEN GOTO 3020
    IF RC# <> "S" THEN GOTO 3010
    LOCATE 19,25 : INPUT "QUAL SEU VALDR => ", SE1 : SE = SE1 ^ 2
3020 IF TW# = "T" THEN
    LOCATE 21, 20
    INPUT "QUANTOS PARES DE DADOS (Sigma x Tal) ?", PTS
    GOTO 3003
    END IF

    IF TW# = "D" THEN GOSUB 1000: GOTO 3003

```

```

3003 FOR I = 1 TO PTS
      IF TW$ = "D" THEN 3005
      IF I = 20 THEN
        CLS
        LOCATE 23, 1: PRINT STRING$(79, CHR$(196))
        LOCATE 1, 1: PRINT STRING$(79, CHR$(196))
        PRINT
      END IF
      PRINT "I = "; I;
      INPUT " SIGMA = ", SIGMA(I); INPUT " TAL = ", TALLY(I)

      'SIGMAX - VALOR DE SIGMA
      'TALY - VALOR DE TAL
      'TAAL - SOMATORIA DE TAL
      'SIIG - SOMATORIA DE SIGMA
      'TAAL2 - SOMATORIA DO QUAD. DE TAL
      'TASIG - SOMATORIA DO PROD. SIGMA*TAL
      'PTS - NUMERO DE PARES TAL/SIGMA

3005 TAAL = TAAL + TALLY(I)
      SIIG = SIIG + SIGMA(I)
      TAAL2 = TAAL2 + TALLY(I) * TALLY(I)
      TASIG = TASIG + TALLY(I) * SIGMA(I)
    NEXT I
    CLS
    IF TW$ = "D" THEN GOTO 3008
3007 INPUT "DESEJA CRIAR ARQUIVO DOS DADOS DIGITADOS ? (S/N) ", Z7$
      Z7$ = UCASE$(Z7$)
      IF Z7$ = "S" THEN GOSUB 974: GOTO 3008
      IF Z7$ = "N" THEN GOTO 3008
    GOTO 3007
3008 CS = (SIIG / PTS) - (TAAL / PTS) * (TASIG - (TAAL * SIIG) / PTS) / (TAAL2 - TAAL ^ 2 / PTS)
    FOR I = 1 TO PTS
      RES(I) = SQR(SIGMAX(I) ^ 2 + (TALLY(I) - CS) ^ 2)
      'SIGX1 - SIGMA1 CORRESPONDENTE AO PAR TAL/SIGMA
      'SIGX3 - SIGMA3 " " "
      SIGX1(I) = SIGMAX(I) + TALLY(I) / SIGMAX(I) * ((TALLY(I) - CS) + RES(I))
      SIGX3(I) = SIGMAX(I) + TALLY(I) / SIGMAX(I) * ((TALLY(I) - CS) - RES(I))
    NEXT I
    CLS
      'SSX1 - SOMATORIA DE xi
      'SSX3 - SOMATORIA DE yi
      'SSXY1 - SOMATORIA DE xi2
      'SSXY3 - SOMATORIA DE yi2
      'SSX - SOMATORIA DO PRODUTO xi.yi

    FOR I = 1 TO PTS
      SX3(I) = (SIGX1(I) - SIGX3(I)) ^ 2
      SSY1 = SSX1 + SIGX3(I)
      SSY3 = SSX3 + SX3(I)
      SSSY1 = SSSX1 + SIGX3(I) ^ 2
      SSSY3 = SSSX3 + SX3(I) ^ 2
      SDX = SDX + SIGX3(I) * SX3(I)
    NEXT I

```

```

IF RC# = "S" THEN 3030
SE = SSX3 / PTS - ((SDX - (SSX3 * SSX1 / PTS)) / (SSSX1 - (SSX1 ^ 2) / PTS)) * SSX1 / PTS
IF SE <= 0 THEN
  LOCATE 10,2
  PRINT " D A D S NAO C O E R E N T E S ou AUSENCIA de RES. A COMP. SIMPLES"
  PRINT "          ENSAIO DE CISCALHAMENTO"
  PRINT "          para prosseguir acione qualquer tecla"
  DO: LOOP WHILE INKEY# = ""
  GOTO 10
END IF
3030 K7 = 1 / SQR(SE)
KB = (SDX - (SSX1 * SSX3) / PTS)
K9 = SSSX1 - (SSX1 ^ 2) / PTS
MC = K7 * KB / K9
CLS
      ' R^2 CORRELACAO PARA S=1

R2 = ((SDX - SSX1 * SSX3 / PTS) ^ 2) / ((SSSX1 - (SSX1 ^ 2) / PTS) * (SSSX3 - (SSX3 ^ 2) / PTS))
3050 GOSUB 7080
LOCATE 2, 25: PRINT " ENSAIO DE CISCALHAMENTO "
LOCATE 9, 16: PRINT "S" = 1.0"
LOCATE 11, 16: PRINT "M" = ",
PRINT USING "##.##"; MC
LOCATE 13, 16: PRINT "RES. COMP. UNIAXIAL" = ",
PRINT USING "###.##"; SE ^ .5
LOCATE 15, 16: PRINT "COEFICIENTE DE CORRELACAO =",
PRINT USING "##.##"; SQR(R2)
LOCATE 18, 14: PRINT "SIG1 = SIG3 + SQR (";
PRINT USING "#####.##"; MC * (SE ^ .5),
PRINT "+SIG3 + ";
PRINT USING "#####.##"; (SE);
PRINT " )"
GOSUB 7090
GOSUB 7095
CLS

*****
----- AVALIACAO DO RMR -----

3100 CLS
GOSUB 7080
31 DO
  LOCATE 9, 16
  INPUT "E conhecida o valor RMR do MACICO [E/N] ": RMR#
  RMR# = UCASE$(RMR#)
  LOOP WHILE INSTR("SN", RMR#) = 0
  IF RMR# (>) "S" THEN 4260
  LOCATE 12, 24
  INPUT "Qual e o seu valor": RMR
  IF DE# = "E" THEN CLS : LOCATE 12, 35: PRINT "RMR = "; RMR: GOTO 3105
  IF RMR >= 20 THEN IF RMR <= 100 THEN 6990
  LOCATE 16, 16
  PRINT "O sistema so admite valores para o RMR entre 20 e 100": PRINT
3105 GOSUB 7090

```

```

      GOSUB 7055
4860 CLS
4861 GOSUB 7030
      LOCATE 8, 16
      INPUT "E conhecida a Resistencia a carga Puntiforme [S/N] ", RU$
      RU$ = UCASE$(RU$)
      IF RU$ = "N" THEN CLS : GOTO 4879
      LOCATE 10, 16: PRINT "1- Seu valor e maior que 10 MPa "
      LOCATE 11, 16: PRINT "2- Seu valor esta entre 4 e 10 MPa "
      LOCATE 12, 16: PRINT "3- Seu valor esta entre 2 e 4 MPa "
      LOCATE 13, 16: PRINT "4- Seu valor esta entre 1 e 2 MPa "
      LOCATE 16, 24: INPUT "QUAL SUA OPCAO >> "; RP
      IF RP < 1 OR RP > 4 THEN GOTO 4861
      IF RP = 1 THEN R1 = 15: GOTO 4910
      IF RP = 2 THEN R1 = 12: GOTO 4910
      IF RP = 3 THEN R1 = 7: GOTO 4910
      IF RP = 4 THEN R1 = 4: GOTO 4910
4879 CLS
4880 GOSUB 7030
      LOCATE 8, 8: INPUT "E conhecida o valor da Resistencia a compressao simples [S/N] ", RCS$
      RCS$ = UCASE$(RCS$): IF RCS$ = "N" THEN GOTO 7000
      LOCATE 10, 16: PRINT "1- Maior que 250 MPa "
      LOCATE 11, 16: PRINT "2- Entre 100 e 250 MPa "
      LOCATE 12, 16: PRINT "3- Entre 50 e 100 MPa "
      LOCATE 13, 16: PRINT "4- Entre 25 e 50 MPa "
      LOCATE 14, 16: PRINT "5- Entre 5 e 25 MPa "
      LOCATE 15, 16: PRINT "6- Entre 1 e 5 MPa "
      LOCATE 16, 16: PRINT "7- Menor que 1 MPa "
      LOCATE 18, 24: INPUT "QUAL SUA OPCAO >> "; RC1
      IF RC1 > 7 OR RC1 < 1 THEN GOTO 4880
      IF RC1 = 1 THEN R1 = 15: GOTO 4910
      IF RC1 = 2 THEN R1 = 12: GOTO 4910
      IF RC1 = 3 THEN R1 = 7: GOTO 4910
      IF RC1 = 4 THEN R1 = 4: GOTO 4910
      IF RC1 = 5 THEN R1 = 2: GOTO 4910
      IF RC1 = 6 THEN R1 = 1: GOTO 4910
      IF RC1 = 7 THEN R1 = 0
4910 CLS
4911 GOSUB 7030
      LOCATE 8, 16: INPUT "E conhecida o FOD da area [S/N] ", ROD$
      ROD$ = UCASE$(ROD$): IF ROD$ = "N" THEN GOTO 7000
      LOCATE 10, 16: PRINT "1- Entre 90% e 100% "
      LOCATE 11, 16: PRINT "2- Entre 75% e 90% "
      LOCATE 12, 16: PRINT "3- Entre 60% e 75% "
      LOCATE 13, 16: PRINT "4- Entre 25% e 50% "
      LOCATE 14, 16: PRINT "5- Menor que 25% "
      LOCATE 18, 24: INPUT "QUAL SUA OPCAO >> ", R10
      IF R10 < 1 OR R10 > 6 THEN GOTO 4911
      IF R10 = 1 THEN R21 = 20: GOTO 4930
      IF R10 = 2 THEN R21 = 17: GOTO 4930
      IF R10 = 3 THEN R21 = 13: GOTO 4930
      IF R10 = 4 THEN R21 = 8: GOTO 4930
      IF R10 = 5 THEN R21 = 3: GOTO 4930
      GOTO 7000

```

```

4930 CLS
4931 GOSUB 7030
LOCATE 8, 8
INPUT "E conhecido o valor do espaçamento das descontinuidades (S/N) ", ED#
ED# = UCASE$(ED#); IF ED# = "N" THEN GOTO 7000
LOCATE 10, 16: PRINT "1- Maior que 2m. "
LOCATE 11, 16: PRINT "2- Entre 0.6 e 2.0m "
LOCATE 12, 16: PRINT "3- Entre 200 e 600mm "
LOCATE 13, 16: PRINT "4- Entre 60 e 200mm "
LOCATE 14, 16: PRINT "5- Menor que 60mm. "
LOCATE 18, 24: INPUT "QUAL SUA OPCAO >> ", ED3
IF ED3 < 1 OR ED3 > 5 THEN GOTO 4931
IF ED3 = 1 THEN R3 = 20: GOTO 4960
IF ED3 = 2 THEN R3 = 15: GOTO 4960
IF ED3 = 3 THEN R3 = 10: GOTO 4960
IF ED3 = 4 THEN R3 = 8: GOTO 4960
IF ED3 = 5 THEN R3 = 5: GOTO 4960

4960 CLS
4961 GOSUB 7030
LOCATE 8, 8
INPUT "Sao conhecidas as condicoes das descontinuidades (S/N)"; CD1#
CD1# = UCASE$(CD1#); IF CD1# = "N" THEN GOTO 7000
LOCATE 10, 18
PRINT " AS SUPERFICIES SAO "
LOCATE 12, 16
PRINT "1- Muito Rugosas, nao continuas."
LOCATE 13, 17
PRINT "Fechadas, Parades duras"
LOCATE 14, 16
PRINT "2- Pouco Rugosas. Separacao < 1mm."
LOCATE 15, 17
PRINT "Paredes duras"
LOCATE 16, 16
PRINT "3- Pouco Rugosas. Separacao < 1mm."
LOCATE 17, 17
PRINT "Paredes moles. "
LOCATE 18, 16
PRINT "4- Estriadas OU preenchimento < 5mm de espessura"
LOCATE 19, 17
PRINT "OU abertura entre 1 e 5mm. Fraturas continuas. "
LOCATE 20, 16
PRINT "5- Preenchimento mole > 5mm de espessura OU "
LOCATE 21, 17
PRINT "abertura > 5mm. Fraturas continuas."
LOCATE 23, 25
INPUT "QUAL SUA OPCAO >> ", S1
IF S1 < 1 OR S1 > 5 THEN GOTO 4961
IF S1 = 1 THEN R4 = 30: GOTO 5130
IF S1 = 2 THEN R4 = 25: GOTO 5130
IF S1 = 3 THEN R4 = 20: GOTO 5130
IF S1 = 4 THEN R4 = 10: GOTO 5130
IF S1 = 5 THEN R4 = 0: GOTO 5130

```

*Segundo o "UPDATE -1986", R5=10


```

IF DD# = "B" OR DD# = "b" THEN GOTO 2702
2700 N11 = PTS: SIGC = SCR(SE): GOTO 2760
2702 N11 = F: SIGC = SCR(SE): GOTO 2760
CLS
GOSUB 7000      ' moldura
2710 INPUT "VALOR DE S = ", SM: PRINT
INPUT "VALOR DE M = ", MM: PRINT
INPUT " VALOR DE R. COMPRESSAO SIMPLES= ", SIGC: PRINT
INPUT " NUMERO DE VALORES DE SIGMA = ", N11
PRINT
      ' N11 - numero de pares do ensaio de cisalhamento
      ' SIGC- resist. a comp. simples
      ' SIX - max. valor de sigl, do ensaio de cisalhamento
2760 FOR I = 1 TO N11
IF DD# = "C" THEN SI(I) = SIGC1(I): GOTO 2766
IF DD# = "A" OR DD# = "B" THEN SI(I) = SIG1(I): GOTO 2766
PRINT I: INPUT "VALOR DE SIGMA = ", SI(I)
2766 IF I = 1 THEN SIX = SI(I)
IF SIX < SI(I) THEN SIX = SI(I)
NEXT I
TX = 1.75      ' Z - valor do decremento para traçar a envoltoria.
FOR I = SIX TO 0 STEP -ZX: SI(I) = I: NEXT I
LOCATE 10, 28
CLS : LOCATE 20, 28: PRINT "C A L C U L A N D O ... "
      ' calculos dos pares tal X sigma a partir dos
      ' valores de sigl do ensaio triaxial.
      ' utiliza-se M e S.
      ' TMX - max. valor de TAL

FOR I = SIX TO 0 STEP -ZX
H(I) = 1 + 16 * (MM * SI(I) + SM * SIGC) / (3 * (MM ^ 2) * SIGC)
IF (H(I) ^ 3 - 1) <= 0 THEN
PRINT "D A D O S NAO C O E R E N T E S."
PRINT "acione qualquer tecla para continuar."
DO: LOOP WHILE INKEY# = ""
GOTO 10
END IF
AL(I) = ATN(1 / (SCR(H(I) ^ 3 - 1)))
ALFA(I) = AL(I) * 360 / (2 * 3.141593)
TETA(I) = (1 / 3) * (90 + ALFA(I))
TETAR(I) = TETA(I) * (2 * 3.141593) / 360
FIL(I) = ATN(1 / SCR(4 * H(I) * COS(TETAR(I) ^ 2 - 1)))
FI(I) = FI(I) * 360 / (2 * 3.141593)
TAL(I) = (1 / TAN(FI(I)) - COS(FIL(I))) * MM * SIGC / B
IF I = SIX THEN TMX = TAL(SIX)
IF TMX < TAL(I) THEN TMX = TAL(I)      ' TMX - max valor de TAL(I)
NEXT I

2912 CLS
      '(X0,Y0) - inferior esquerdo. coord. de zero,zero
      '(X0,Y1) - superior esquerdo. coord. max de tal.
      '(X1,Y0) - inferior direito. coord. max de sigma.

```

```

Y0 = 40: Y0 = 150: Y1 = 25: X1 = 500
SCREEN 2
LINE (X0, Y0)-(X0, Y1 - 5)
LINE (X0, Y0)-(X1 + 30, Y0)

LINE (X1, Y0)-(X1, Y0 - 3)
LINE (((X1 - X0) / SIX) * SIX / 2 + X0, Y0)-(((X1 - X0) / SIX) * SIX / 2 + X0, Y0 - 3)
LINE (((X1 - X0) / SIX) * SIX / 4 + X0, Y0)-(((X1 - X0) / SIX) * SIX / 4 + X0, Y0 - 3)
LINE (((X1 - X0) / SIX) * 3 * SIX / 4 + X0, Y0)-(((X1 - X0) / SIX) * 3 * SIX / 4 + X0, Y0 - 3)

LINE (X0, Y1)-(X0 + 3, Y1)
LINE (X0, (Y0 - ((Y0 - Y1) / TMX * TMX / 2)))-(X0 + 3, (Y0 - ((Y0 - Y1) / TMX) * TMX / 2))
LINE (X0, (Y0 - ((Y0 - Y1) / TMX * TMX / 4)))-(X0 + 3, (Y0 - ((Y0 - Y1) / TMX) * TMX / 4))
LINE (X0, (Y0 - ((Y0 - Y1) / TMX * 3 * TMX / 4)))-(X0 + 3, (Y0 - ((Y0 - Y1) / TMX) * 3 * TMX / 4))
LOCATE 18, 60
PRINT USING "#####"; SIX
LOCATE 18, 45
PRINT USING "#####"; 3 * SIX / 4
LOCATE 18, 31
PRINT USING "#####"; SIX / 2
LOCATE 18, 16
PRINT USING "#####"; SIX / 4
LOCATE 3, 7
PRINT USING "###.#";TMX
LOCATE 7, 7
PRINT USING "###.#";(3 * TMX / 4)
LOCATE 11, 7
PRINT USING "###.#";(TMX / 2)
LOCATE 15, 7
PRINT USING "###.#";(TMX / 4)

LOCATE 21, 32: PRINT "TENSÃO NORMAL"
FOR I = 1 TO 16
  LOCATE I + 2, 2
  IF I > 6 THEN LOCATE I + 3, 2
  PRINT NONE$(I)
NEXT I
      * SIX - max. valor de sig1
      * TMX - max. valor de TAL

FOR I = SIX TO 0 STEP -7X
  PKX = ((X1 - X0) / SIX) * SI(I) + X0
  PKY = Y0 - ((Y0 - Y1) / TMX) * TAL(I)
  PSET (PKX, PKY), 7
NEXT I
LOCATE 5,66
PRINT "- S -"
LOCATE 6,65
PRINT USING "#.##^#####";SM
LOCATE 8,66
PRINT "- M -"
LOCATE 9,65
PRINT USING "#.##^#####";MM
LOCATE 11,66

```

```

PRINT "-RMR-"
LOCATE 12,66
PRINT RMR
LOCATE 23,10
INPUT "PARA COPIA <shift-PrtSc> TECLA <P>. OUTRA TECLA PROSSEBUE. ",HOOC#
HOOC# = UCASE$(HOOC#)
IF HOOC# <> "P" THEN GOTO 23
IF HOOC# = "P" THEN
  IF DD# = "A" OR DD# = "B" THEN
    LOCATE 1,9
    PRINT "--- ENSAIO TRIAXIAL ---"
    LOCATE 1,40
    PRINT "ARQUIVO => ";A1#
  END IF
  IF DD# = "C" THEN
    LOCATE 1,9
    PRINT "--- ENSAIO de CIBALHAMENTO ---"
    LOCATE 1,40
    PRINT "ARQUIVO => ";A1#
  END IF
  LOCATE 23,10
  PRINT "
  LOCATE 23,12
  PRINT "SIG1 = SIG3 + SQR (";
  PRINT USING "###.##"; MM * (SE^0.5),
  PRINT "*SIG3 + ";
  PRINT USING "###.##"; SM * SE;
  PRINT " )"
  END IF
  DO: LOOP WHILE INKEY#=""
23 LOCATE 23, 12
  PRINT "
  LOCATE 23, 12
  PRINT "M.PRINCIPAL <0> -- M.ANTERIOR <A> -- CALC.VALORES <V>"
19 T# = INKEY#; T# = UCASE$(T#)
  IF T# = "Q" THEN SCREEN 0: GOTO 10
  IF T# = "A" THEN IF DD# = "A" THEN SCREEN 0: GOTO 762
  IF T# = "B" THEN IF DD# = "B" THEN SCREEN 0: GOTO 762
  IF T# = "C" THEN IF DD# = "C" THEN SCREEN 0: GOTO 3050
  IF T# = "D" THEN IF DD# = "D" THEN SCREEN 0: GOTO 10
  IF T# = "V" THEN
    LOCATE 1, 1
    PRINT "
    GOSUB 9000
  END IF
  IF T# <> "A" THEN GOTO 19

```

'COESAD E ATRITO INTERNO

```

9000 LOCATE 1, 9
9001 INPUT "SIGMA = "; S2
      H = 1 + 16 * (MM * S2 + SM * SIGC) / (3 * (MM ^ 2) * SIBD)

```

```

IF (H ^ 3 - 1) (<= 0) THEN
  LOCATE 1, 25
  PRINT "VALOR DE SIGMA INADEQUADO"
  LOCATE 2, 19
  PRINT "para continuar acione qualquer tecla"
  DO: LOOP WHILE INKEY# = ""
  LOCATE 1, 9
  PRINT " "
  LOCATE 1, 25
  PRINT " "
  LOCATE 2, 19
  PRINT " "
  LOCATE 1, 9
  GOTO 9001
END IF

```

```

AL = 47N(1 / (50R(H ^ 3 - 1)))
ALFA = AL * 360 / (2 * 3.141593)
TETA = (1 / 3) * (90 + ALFA)
TETAR = TETA * (2 * 3.141593) / 350
FIL = ATN(1 / 50R(4 * H * COS(TETAR) ^ 2 - 1))
FI = FIL * 360 / (2 * 3.141593)
TAL = (1 / TAN(FIL) - COS(FIL)) * MM * SIGC / 8
COE = TAL - 5Z * FIL
LOCATE 1, 30
PRINT "FI = ";
PRINT USING "###.##"; FI
LOCATE 1, 50
PRINT "COESAD = ";
PRINT USING "###.##"; COE
RETURN

```

 -----SUB-ROTINAS DE ARQUIVOS-----

```

1000 CLS
  LOCATE 5, 20: PRINT "ESCOLHA O DRIVE A SER LIDO...";
  LOCATE 9, 28: PRINT "Drive.....[A]"
  LOCATE 10, 28: PRINT "Drive.....[B]"
  LOCATE 11, 28: PRINT "Drive.....[C]"
  LOCATE 15, 23: PRINT "DRIVE => ";
1001 MX# = INKEY#: MX# = UCASE$(MX#)
  IF MX# = "A" THEN GOTO 1015
  IF MX# = "B" THEN GOTO 1015
  IF MX# = "C" THEN GOTO 1015
  GOTO 1001
1015 CLS
  SDSUB 2000
  LOCATE 19, 9: PRINT CHR$(219); STRING$(55, CHR$(196)); CHR$(191)
  LOCATE 21, 9: PRINT CHR$(192); STRING$(55, CHR$(196)); CHR$(217)
  LOCATE 20, 9: PRINT CHR$(179); LOCATE 20, 65: PRINT CHR$(179)
  LOCATE 24, 10: PRINT "Tecla <ENTER> para mudar de drive..";
  LOCATE 20, 10: INPUT "ENTRE COM NOME DO ARQUIVO PARA LEITURA => ", A1#
  IF A1# = "" THEN 1000

```

```

CLS
K = 1
OPEN "1", #1, MX$ + ":" + A1$
  WHILE NOT EOF(1)
    IF DD$ = "C" THEN
      INPUT #1, SIGMAX(K), TALLY(K)
      GOTO 1016
    END IF
    IF DD$ = "A" OR DD$ = "B" THEN
      INPUT #1, SIG1(K), SIG3(K)
    END IF
1016   K = K + 1
      WEND
    IF K < 4 THEN
      PRINT "NUMERO DE DADOS (menor que 3) INSUFICIENTES"
      CLOSE #1
      GOTO 1015
    END IF
    F = K - 1
    IF DD$ = "C" THEN PTS = K - 1
1017   CLOSE #1
      LOCATE 10,25: PRINT "P R O C E S S A N D O "
      RETURN

2000   LOCATE 1, 1: PRINT STRING$(79, CHR$(196))
      LOCATE 23, 1: PRINT STRING$(79, CHR$(196))
      IF DD$ = "A" OR DD$ = "B" THEN
        LOCATE 3, 25
        PRINT "ENSAIO TRIAXIAL"
      END IF
      IF DD$ = "C" THEN
        LOCATE 3, 25
        PRINT "ENSAIO de CIBALHAMENTO"
      END IF
      LOCATE 4, 15: PRINT "*** PESQUISA DE ARQUIVOS DISPONIVEIS ***"
      XXX$ = MX$ + ":" + "*,*#"
      PRINT "      ": FILES XXX$
      RETURN

```

```

-----
97A   CLS
      LOCATE 5, 23: PRINT "ESCOLHA O DRIVE A SER UTILIZADO...";
      LOCATE 9, 28: PRINT "Drive.....[A]"
      LOCATE 10, 28: PRINT "Drive.....[B]"
      LOCATE 11, 28: PRINT "Drive.....[C]"
      LOCATE 16, 23: PRINT "DRIVE => ";
      DO
        INPUT MX$: MX$ = UCASE$(MX$)
        LOOP WHILE INSTR("ABC", MX$) = 0
      CLS : LOCATE 1, 1: PRINT STRING$(79, CHR$(196))
      LOCATE 23, 1: PRINT STRING$(79, CHR$(196))
      IF DD$ = "A" OR DD$ = "B" THEN

```

```

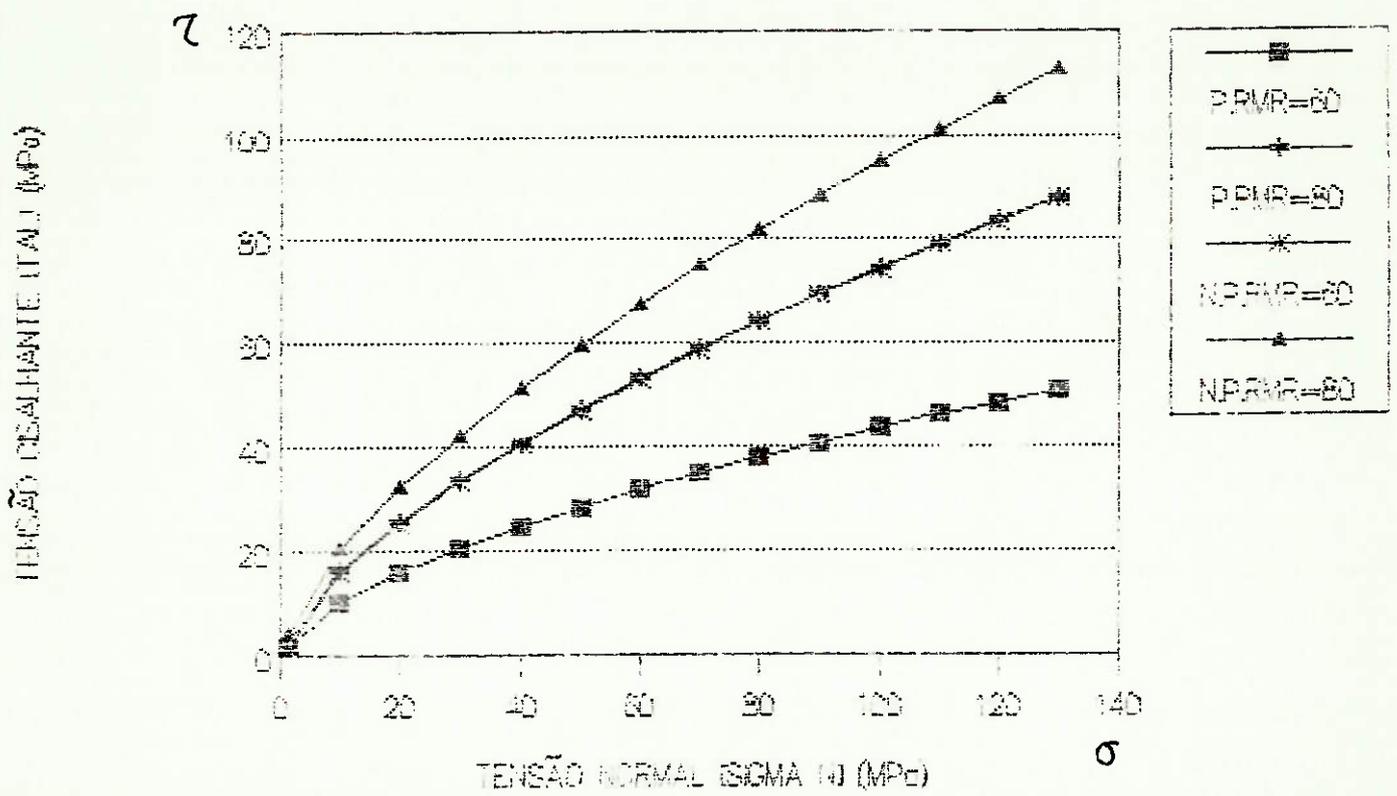
        LOCATE 3, 25
        PRINT "ENSAIO TRIAXIAL"
    END IF
    IF DD# = "C" THEN
        LOCATE 3, 25
        PRINT "ENSAIO de CISLHAMENTO"
    END IF
    LOCATE 5, 5: PRINT "*** ARQUIVOS DISPONIVEIS ***"
    XXX# = MX# + ":" + "*,*"
    PRINT "      ": FILES YXX#
976 INPUT "QUAL O NOME DO ARQUIVO A SER CRIADO ?", A#
    IF A# = "" THEN GOTO 976
    OPEN "Q", #2, MX# + ":" + A#
    IF DD# = "C" AND Z# = "S" THEN
        FOR I = 1 TO PTS
            PRINT #2, SIGMAX(I), TALLY(I)
        NEXT I
        CLOSE #2
    END IF
    IF DD# = "A" OR DD# = "R" AND P1# = "S" THEN
        FOR I = 1 TO F
            PRINT #2, SIG1(I), SIG3(I)
        NEXT I
        CLOSE #2
    END IF
RETURN
-----
*****

```

A N E X O B

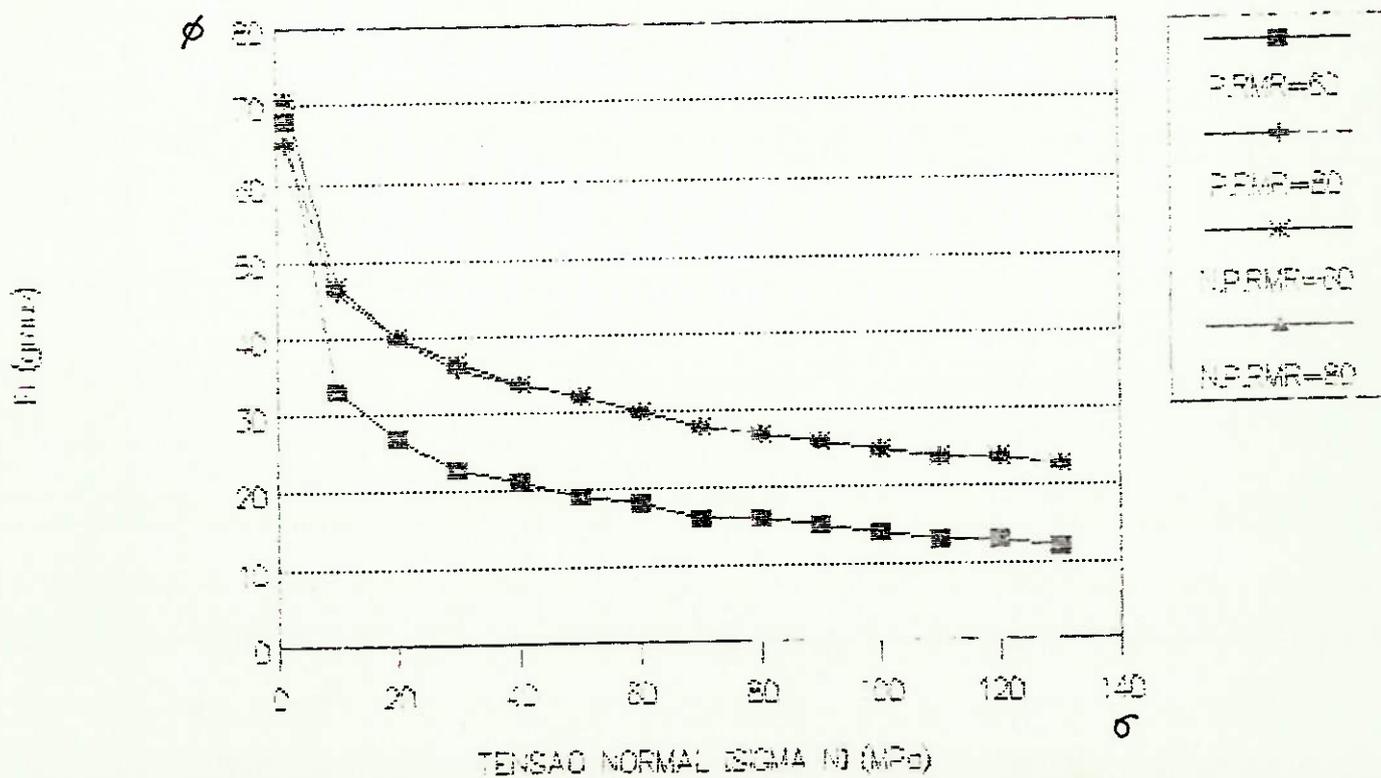
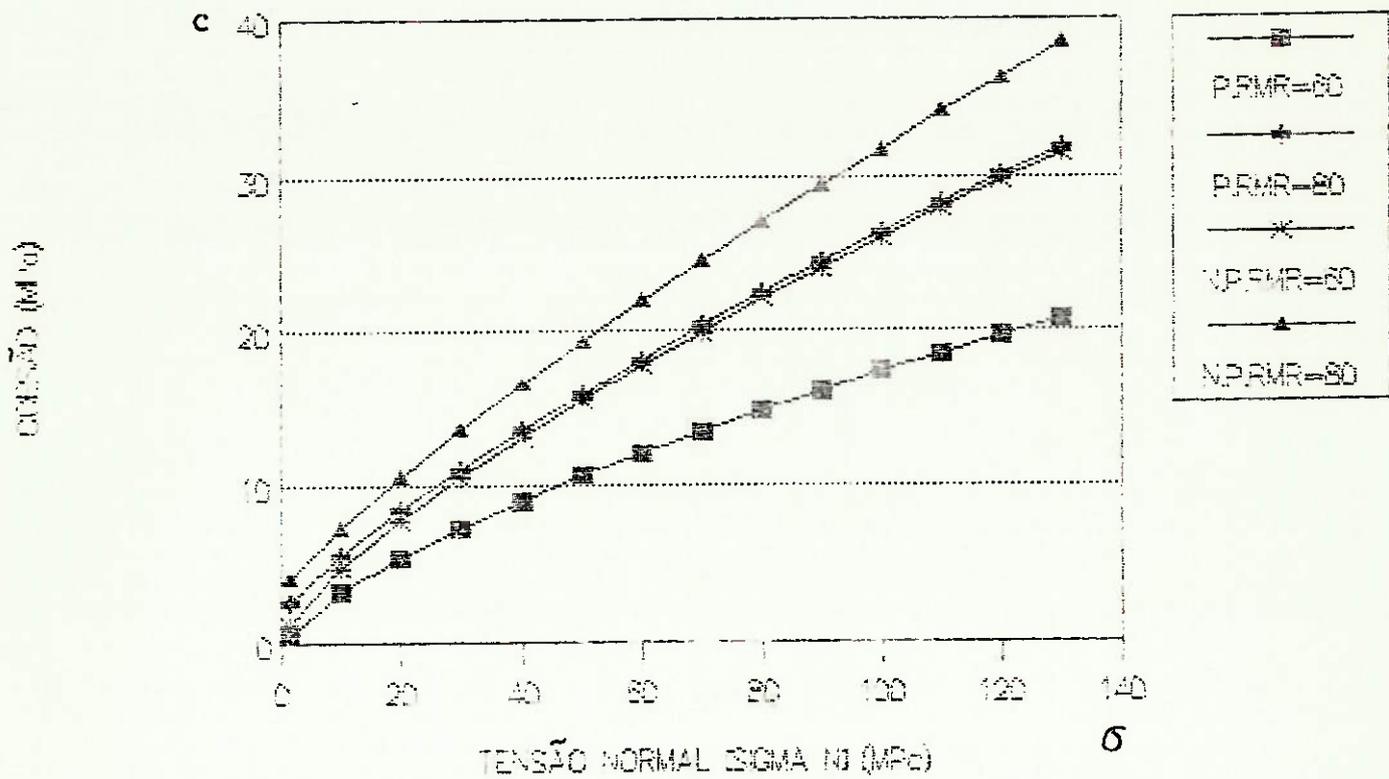
ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA

ARENITO MACIÇO - CRIT. EMP. - HOEK&BROWN



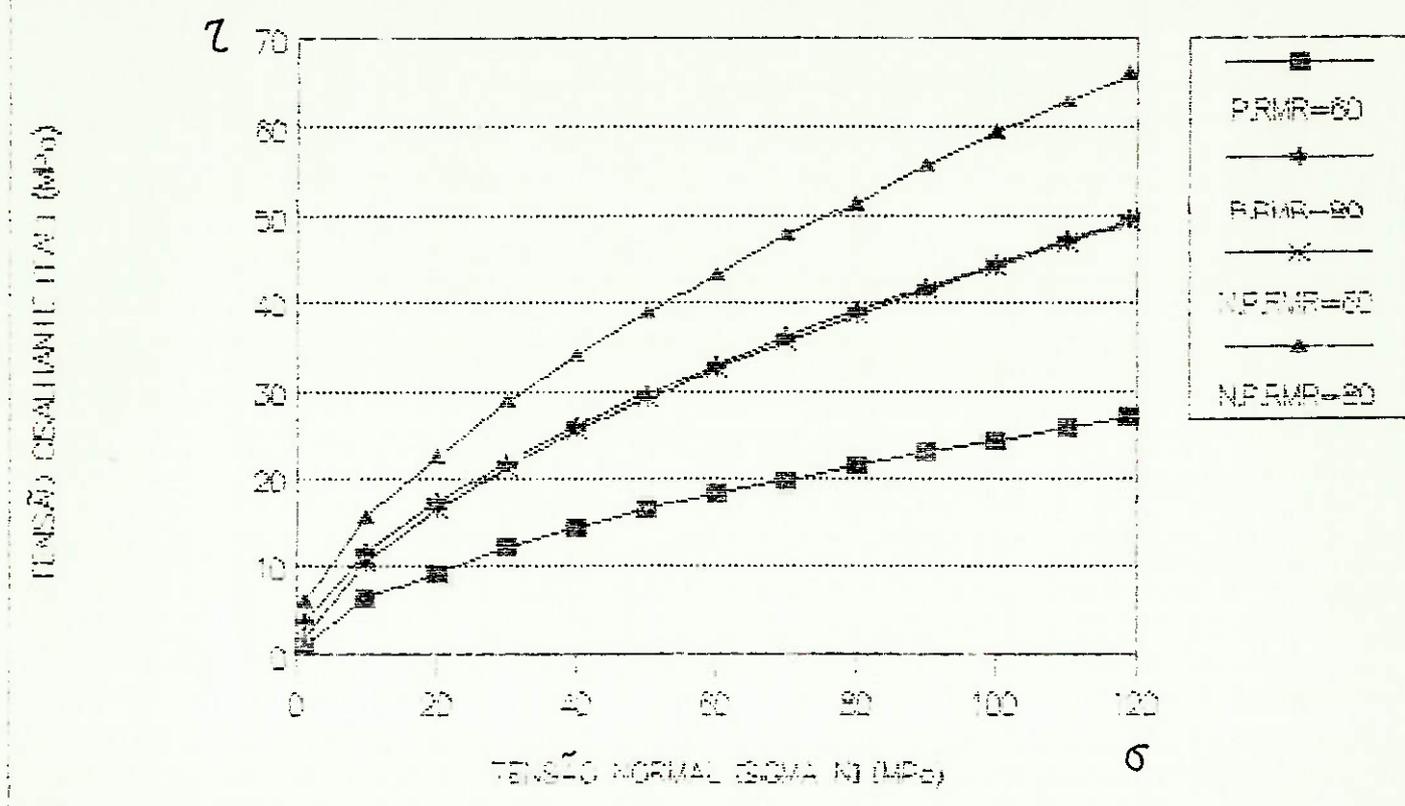
ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA

ARENITO MACIÇO - CRIT. EMP. - HOEK & BROWN



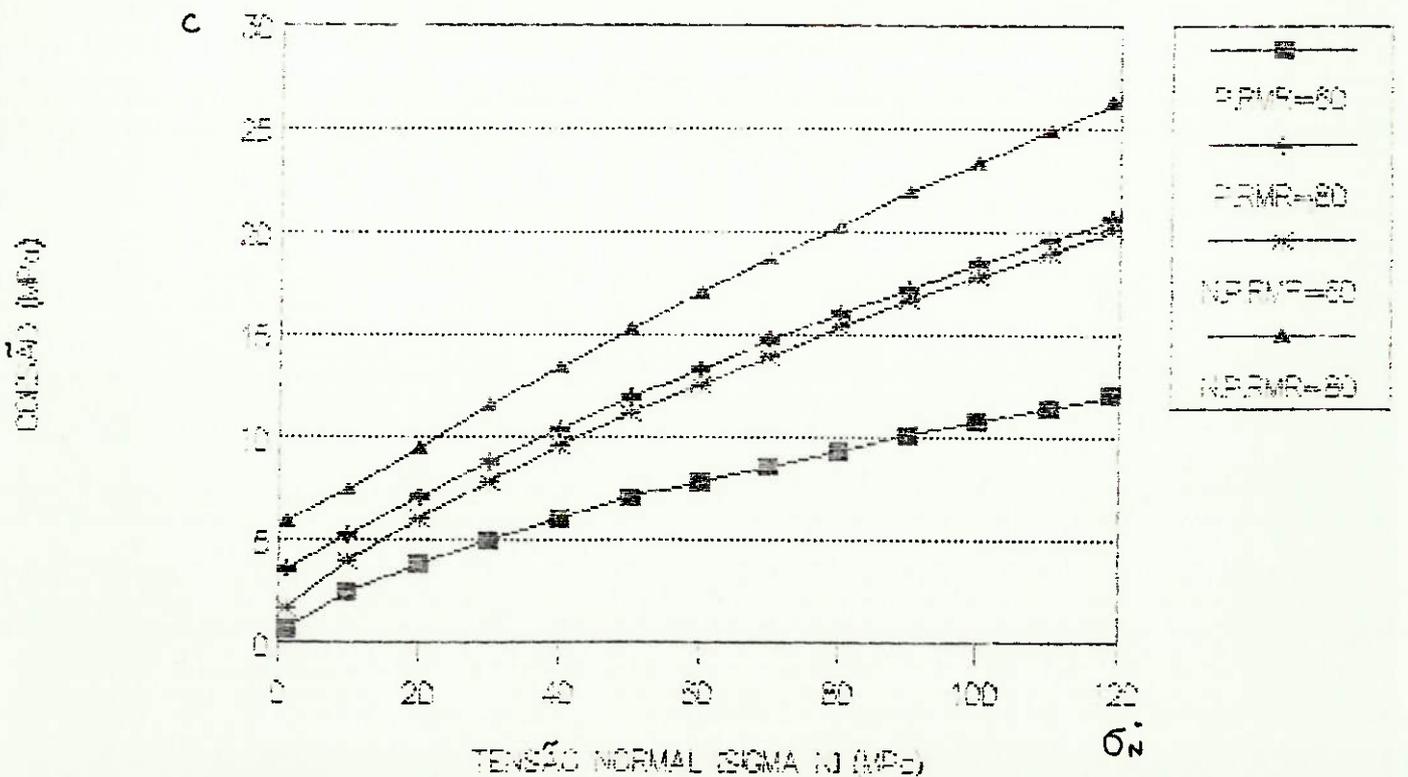
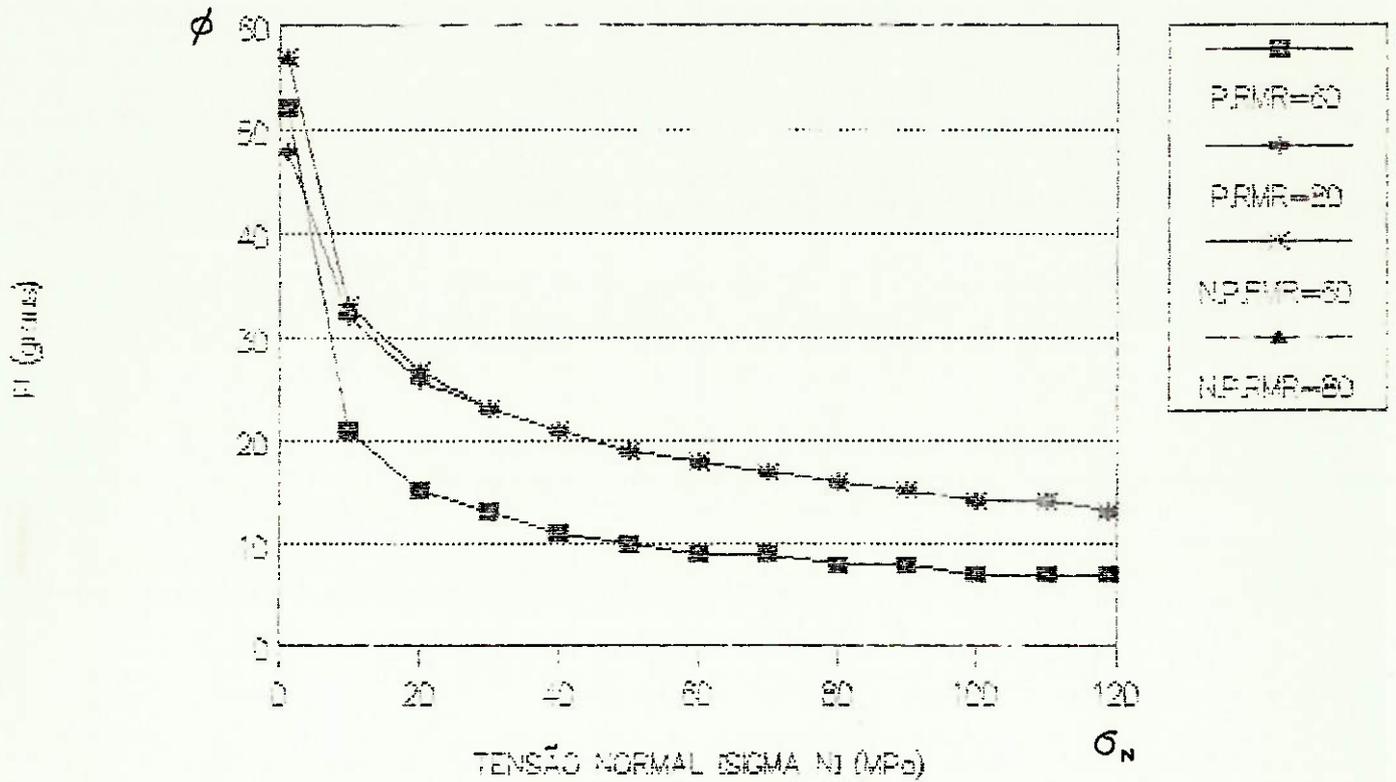
ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA

ARENITO LAMINADO—CRIT. EMP.—HOEK&BROWN



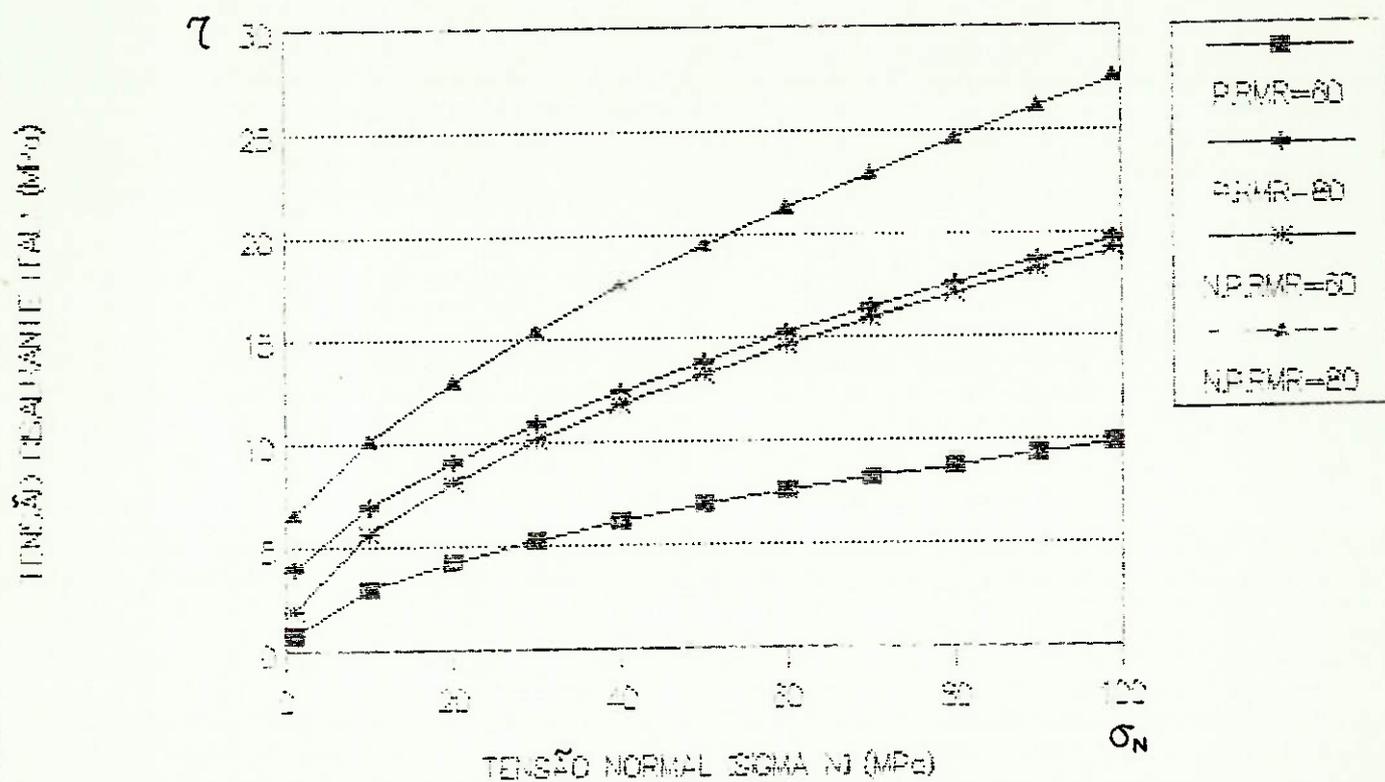
ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA

ARENITO LAMINADO-CRIT. EMP.-HOEK&BROWN



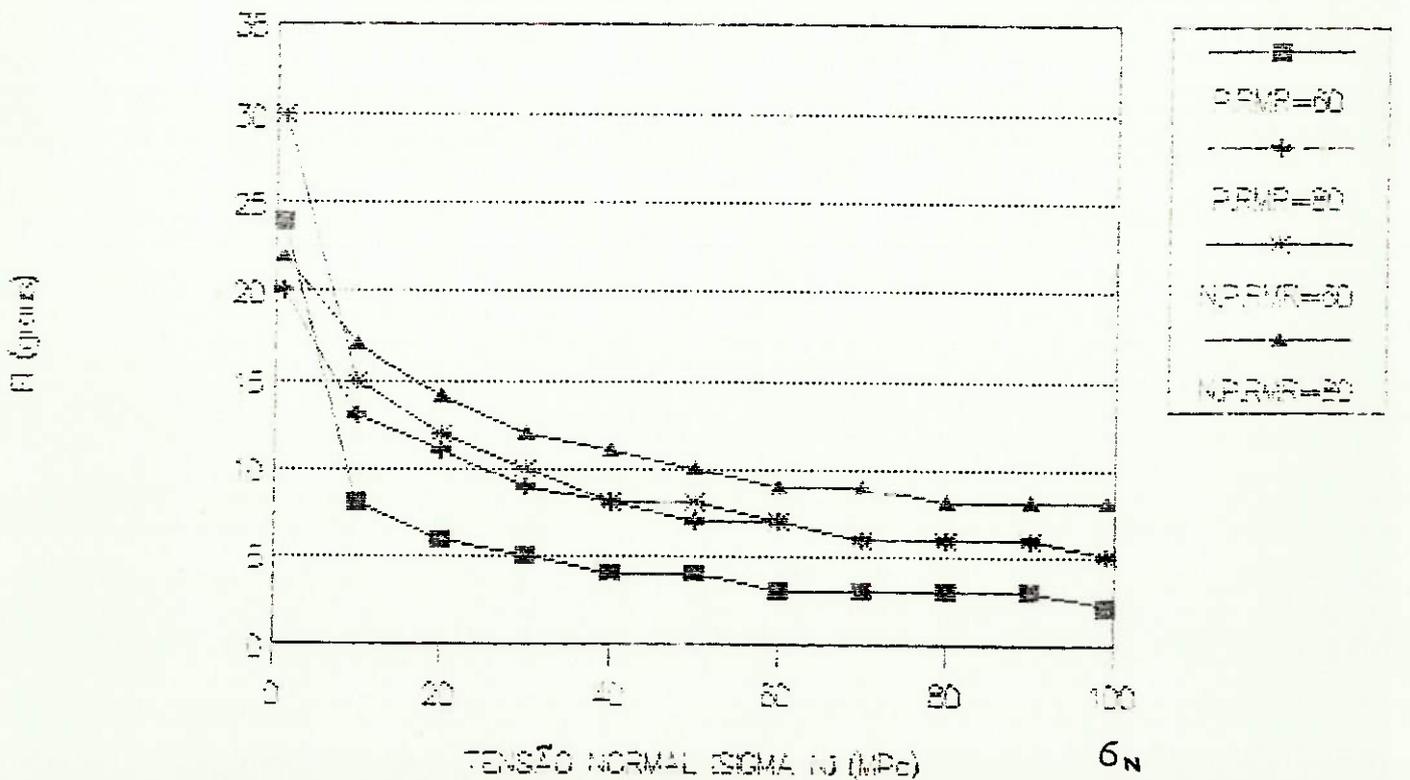
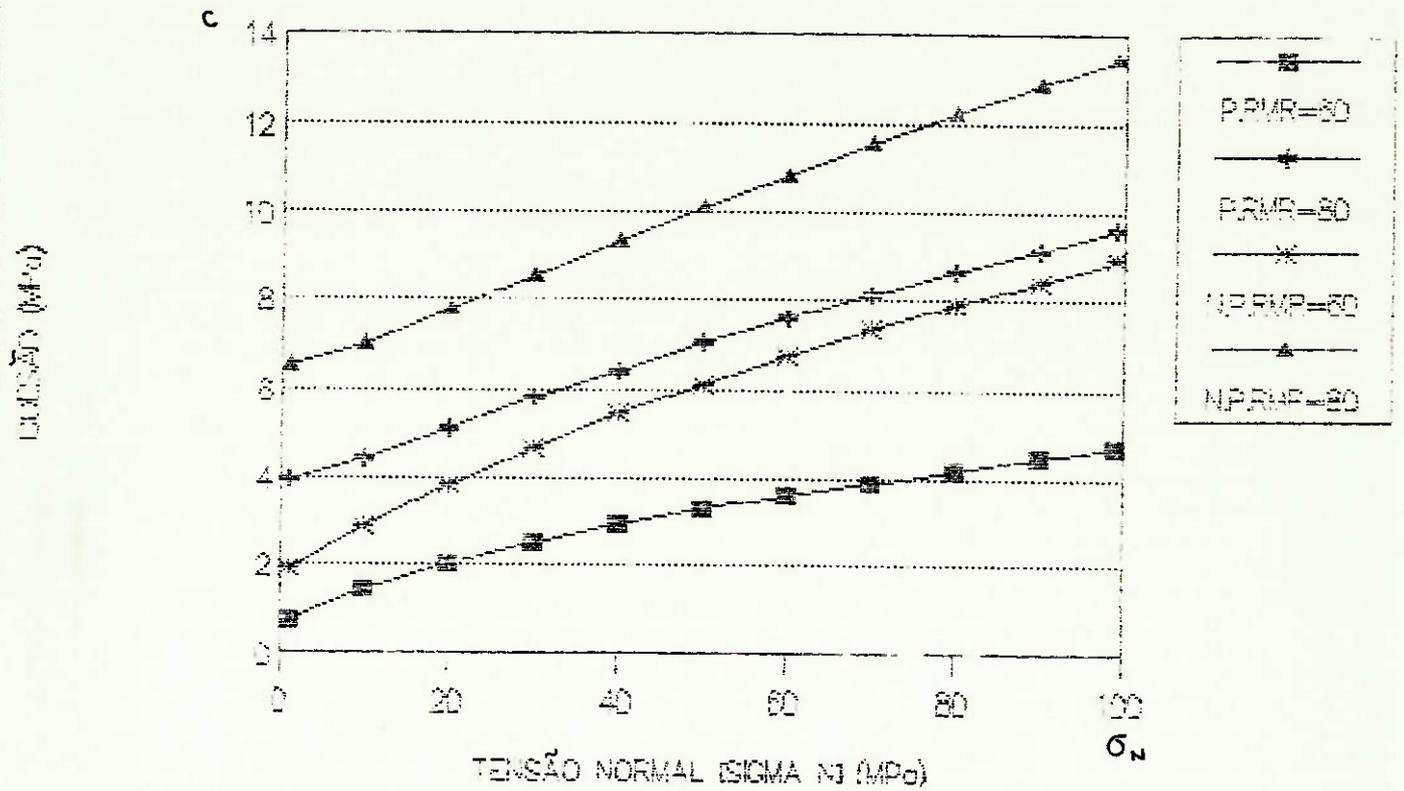
ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA

SILTITO MACIÇO-CRIT. EMP.-HOEK&BROWN



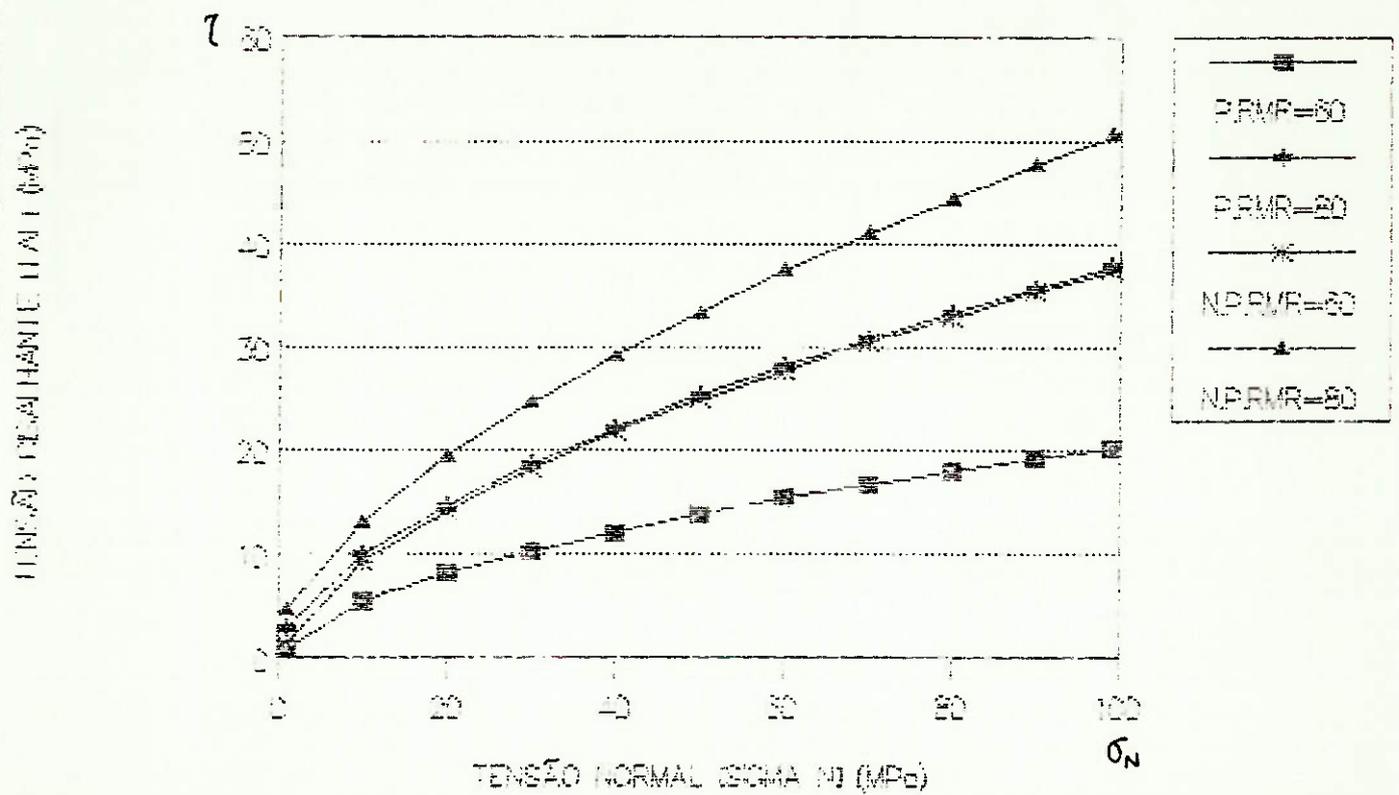
ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA

SILTITO MACIÇO—CRIT. EMP.—HOEK&BROWN



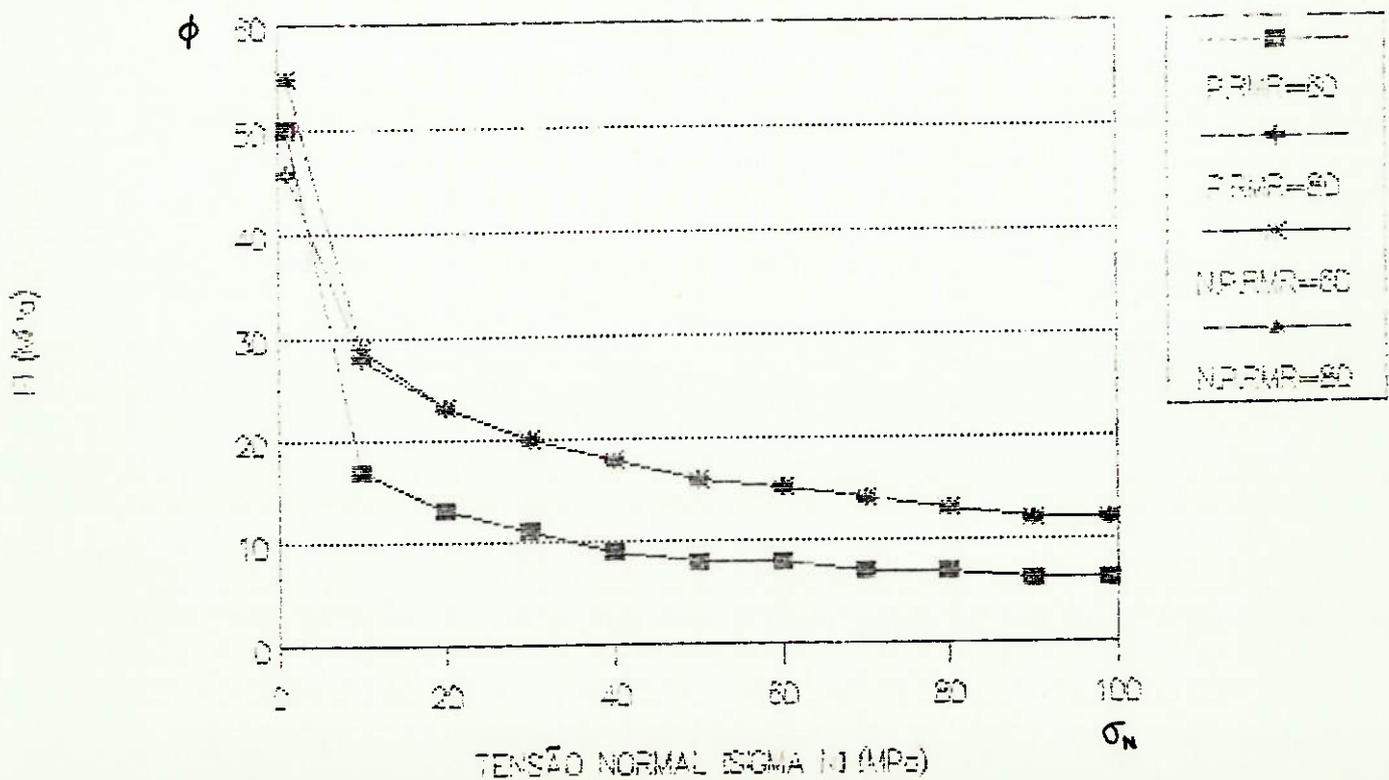
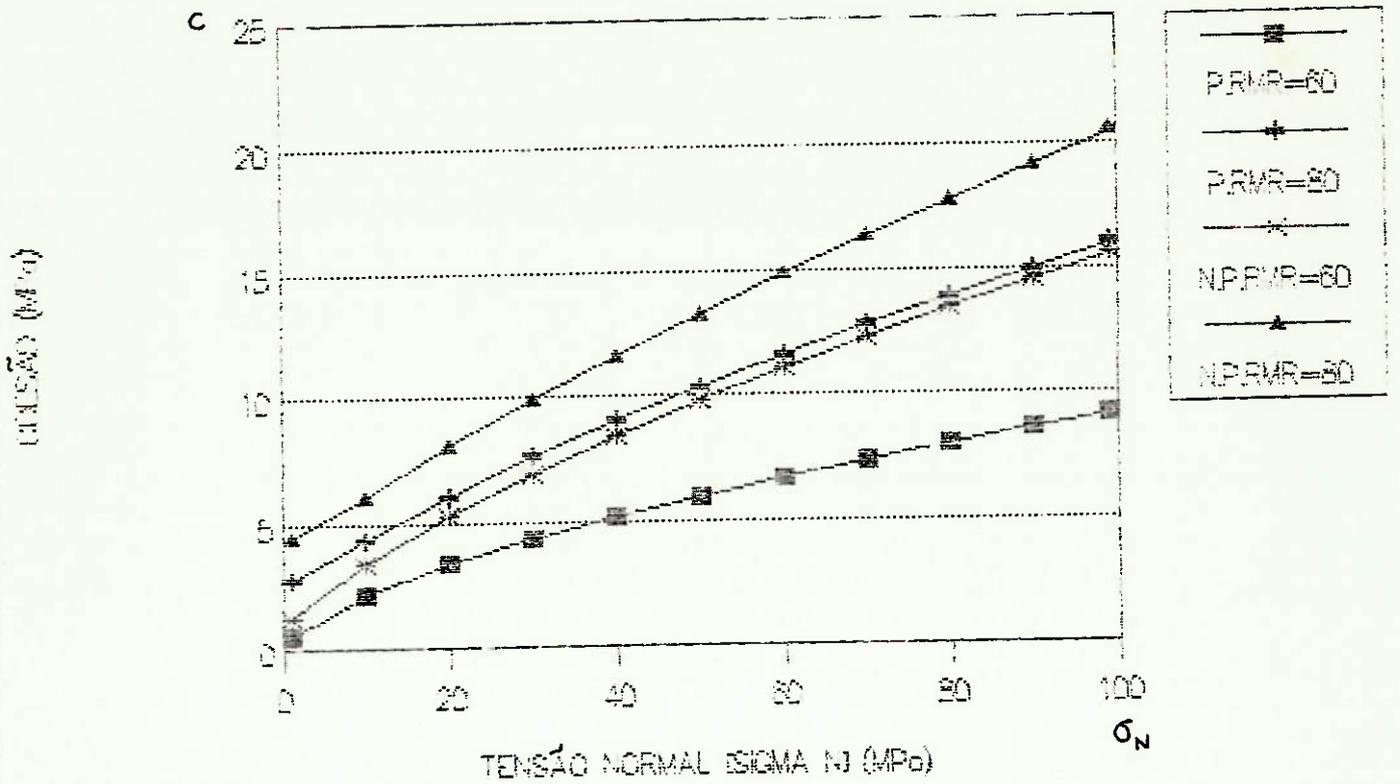
ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA

SILTITO LAMINADO—CRIT. EMP. HOEK&BROWN



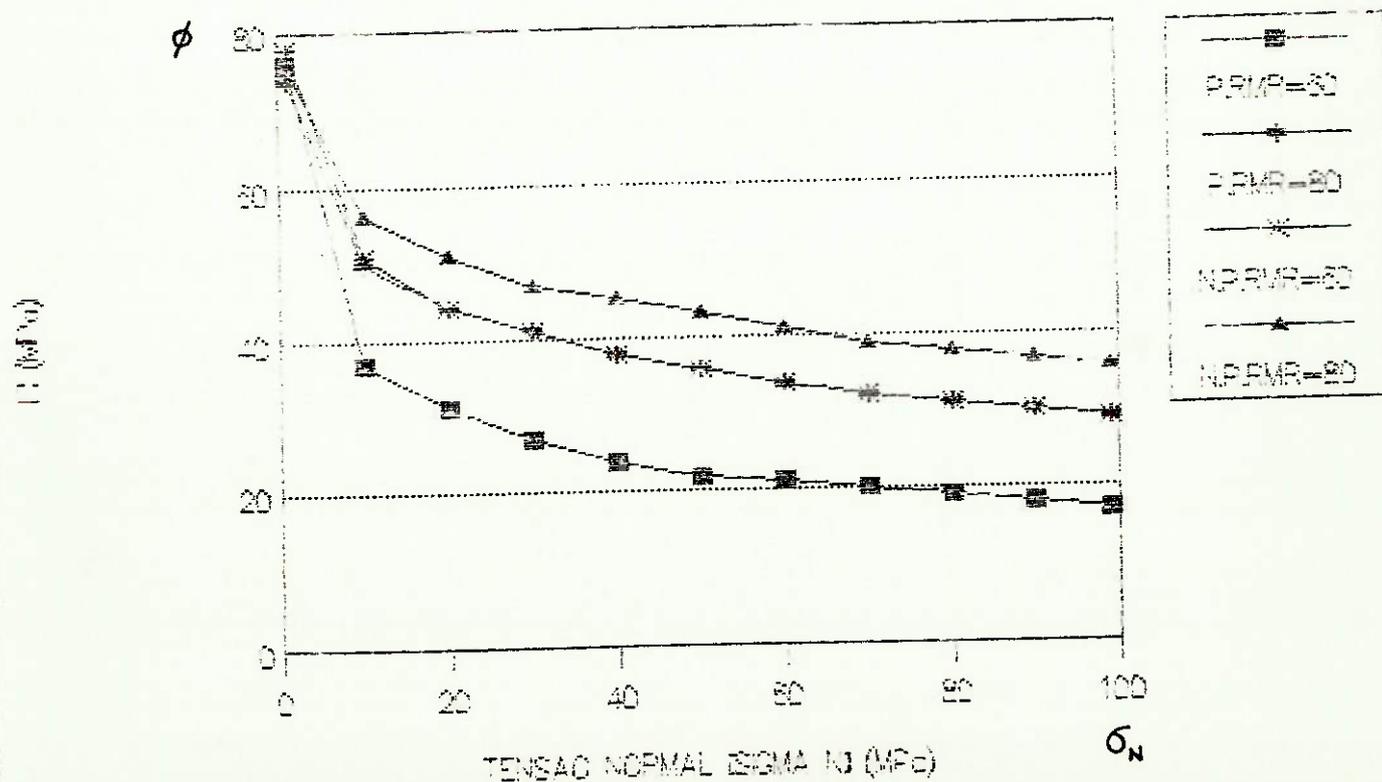
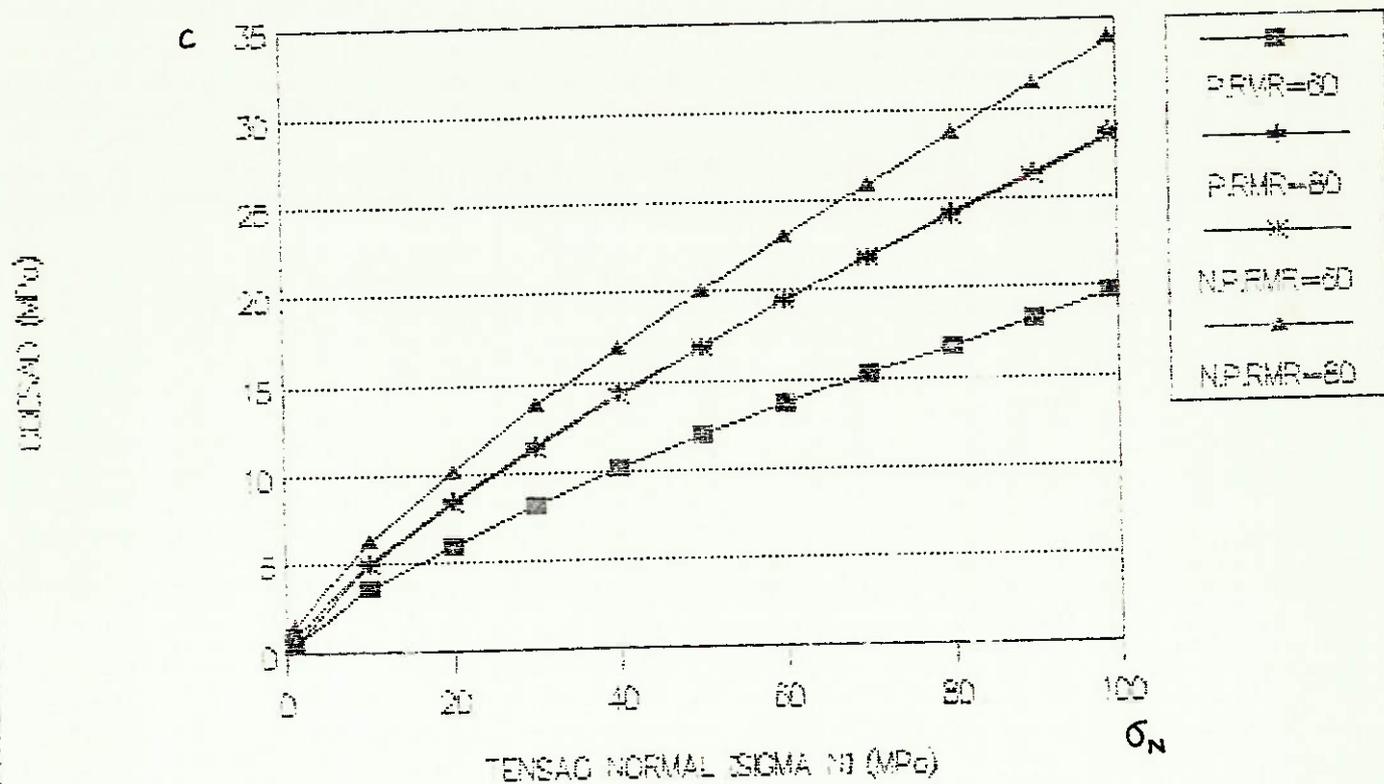
ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA

SILTITO LAMINADO-CRIT. EMP.-HOEK&BROWN



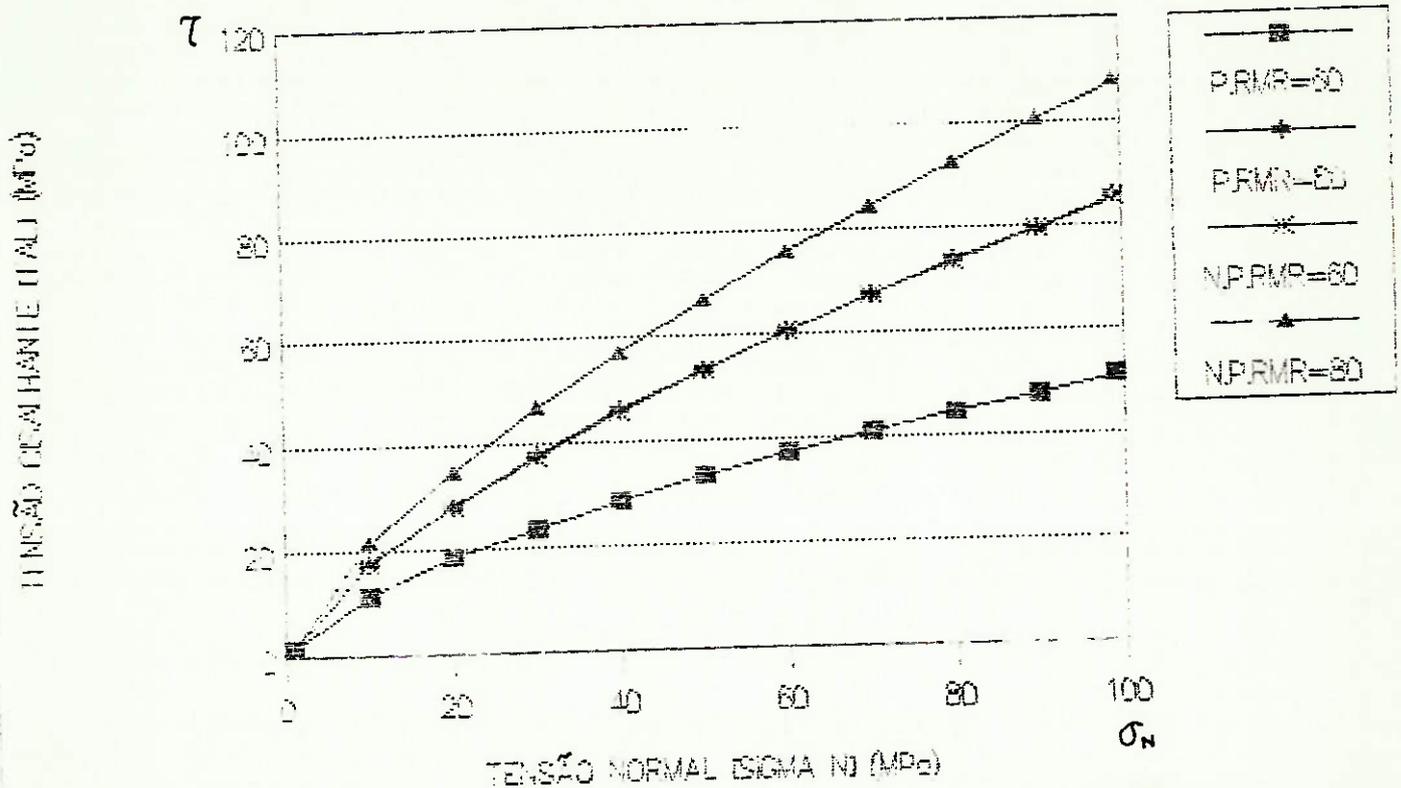
ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA

XISTO(ANFIBÓLIO XISTO)-C.EMP.HOEK&BROWN



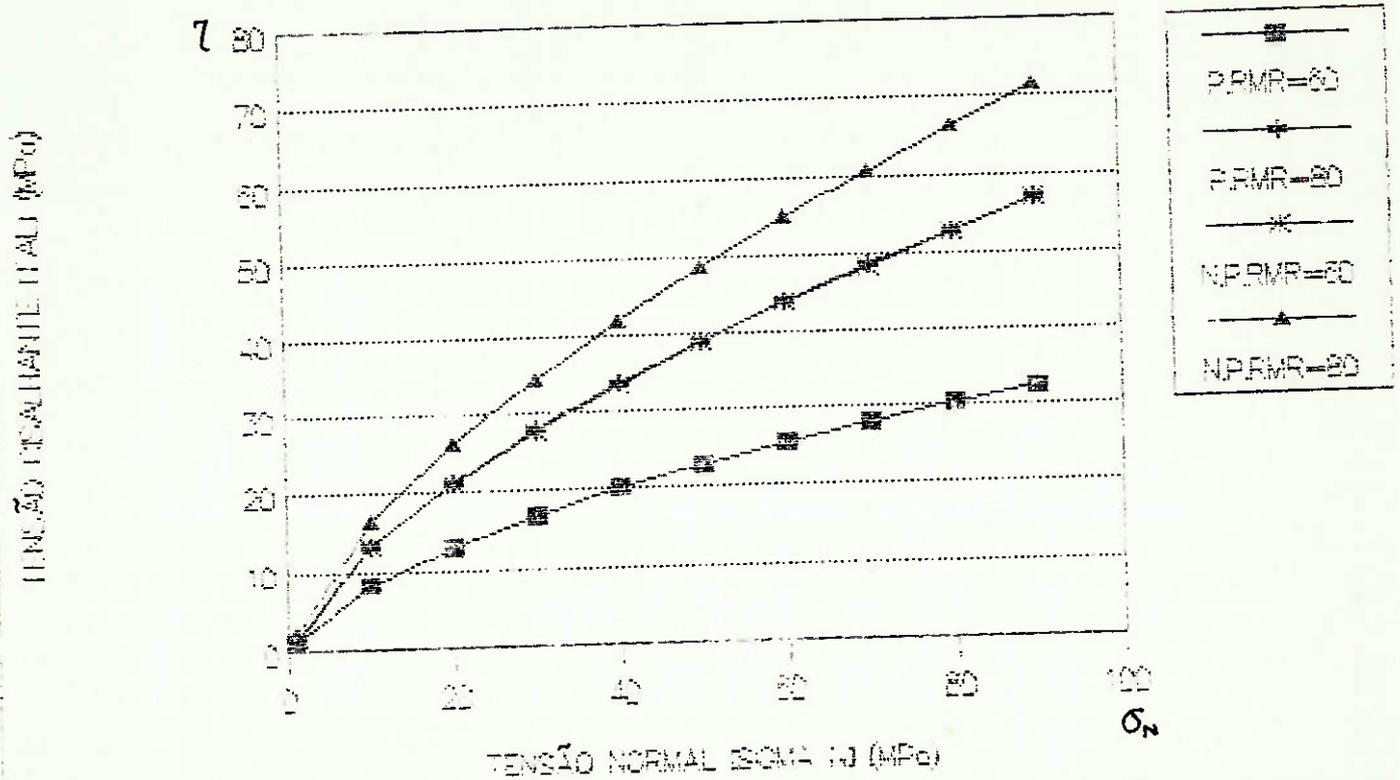
ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA

XISTO(ANFIBÓLIO XISTO)-C.EMP.HOEK&BROWN



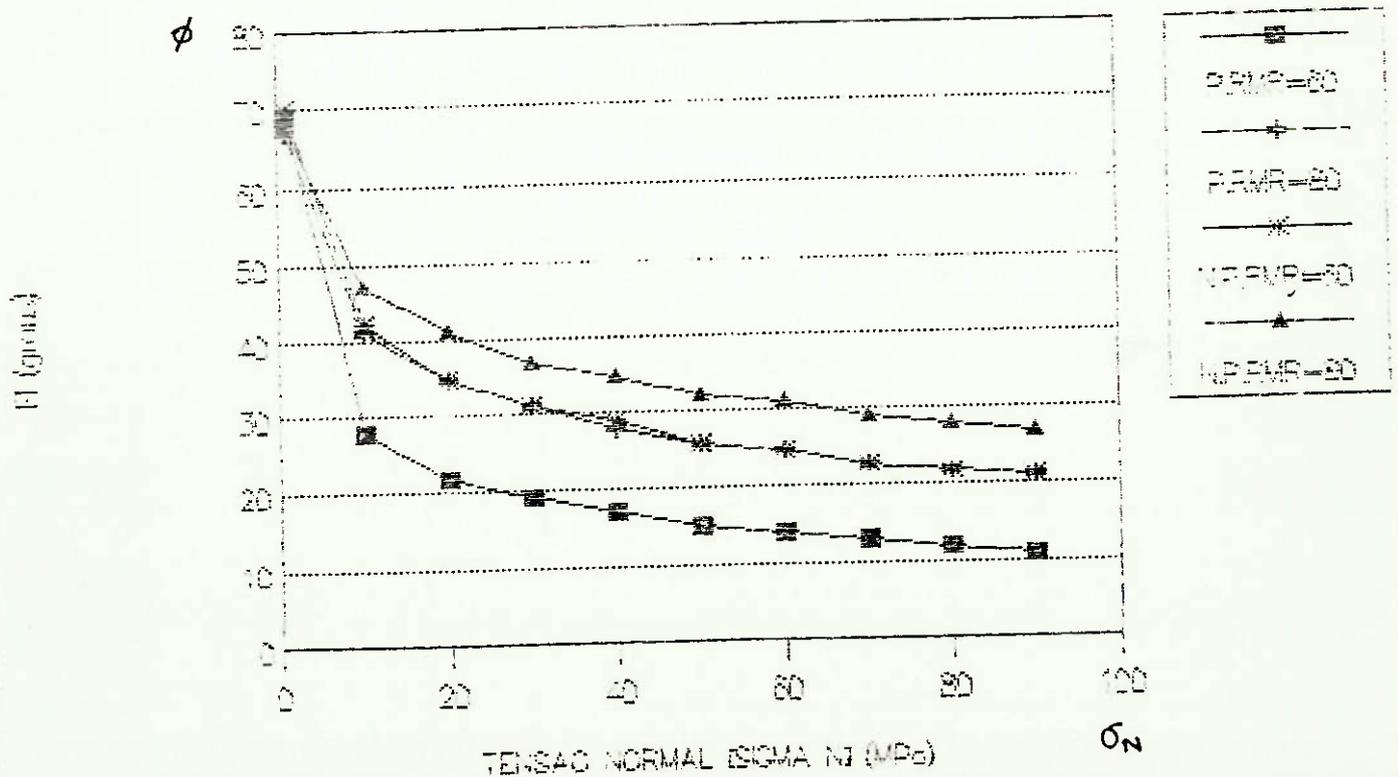
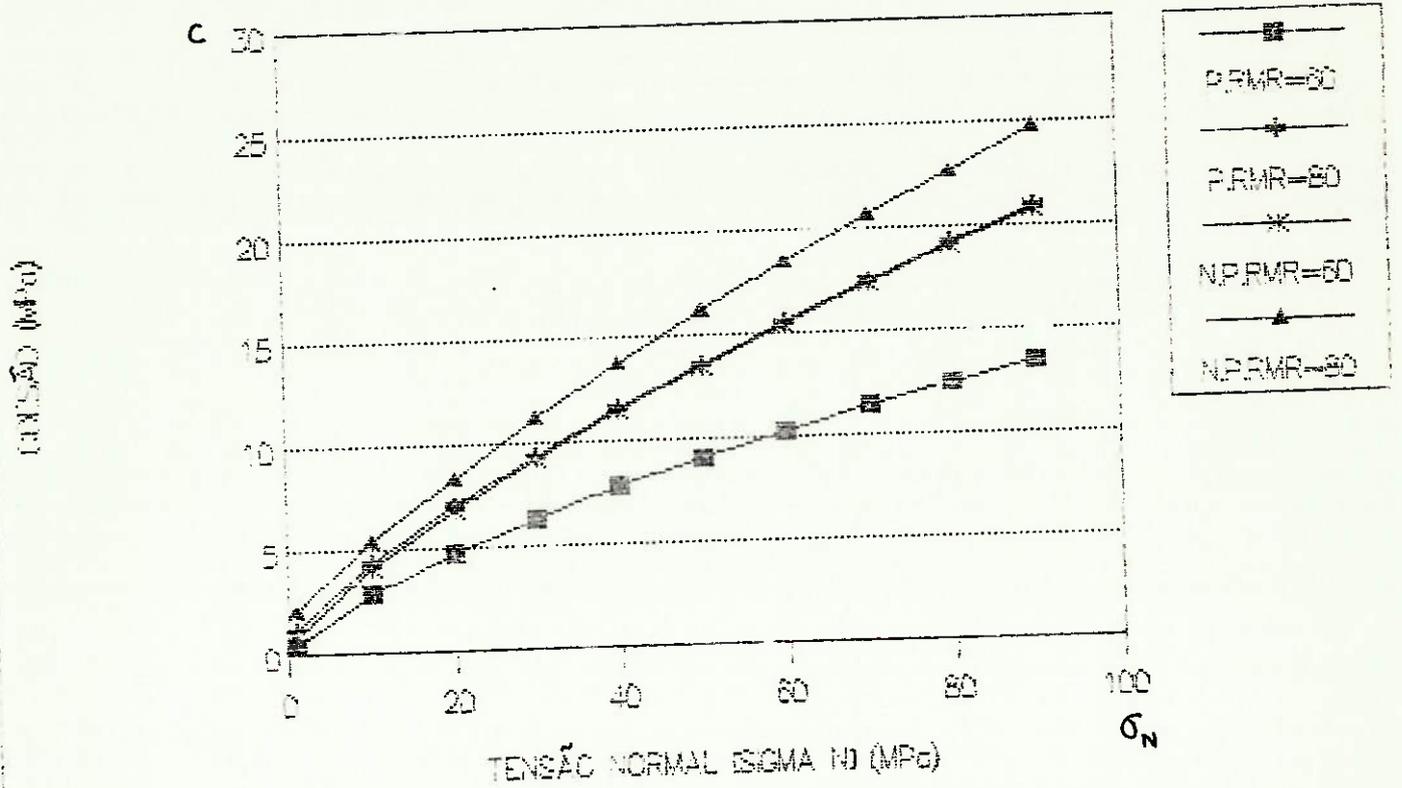
ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA

GNAISSE - CRIT. EMP. - HOEK & BROWN



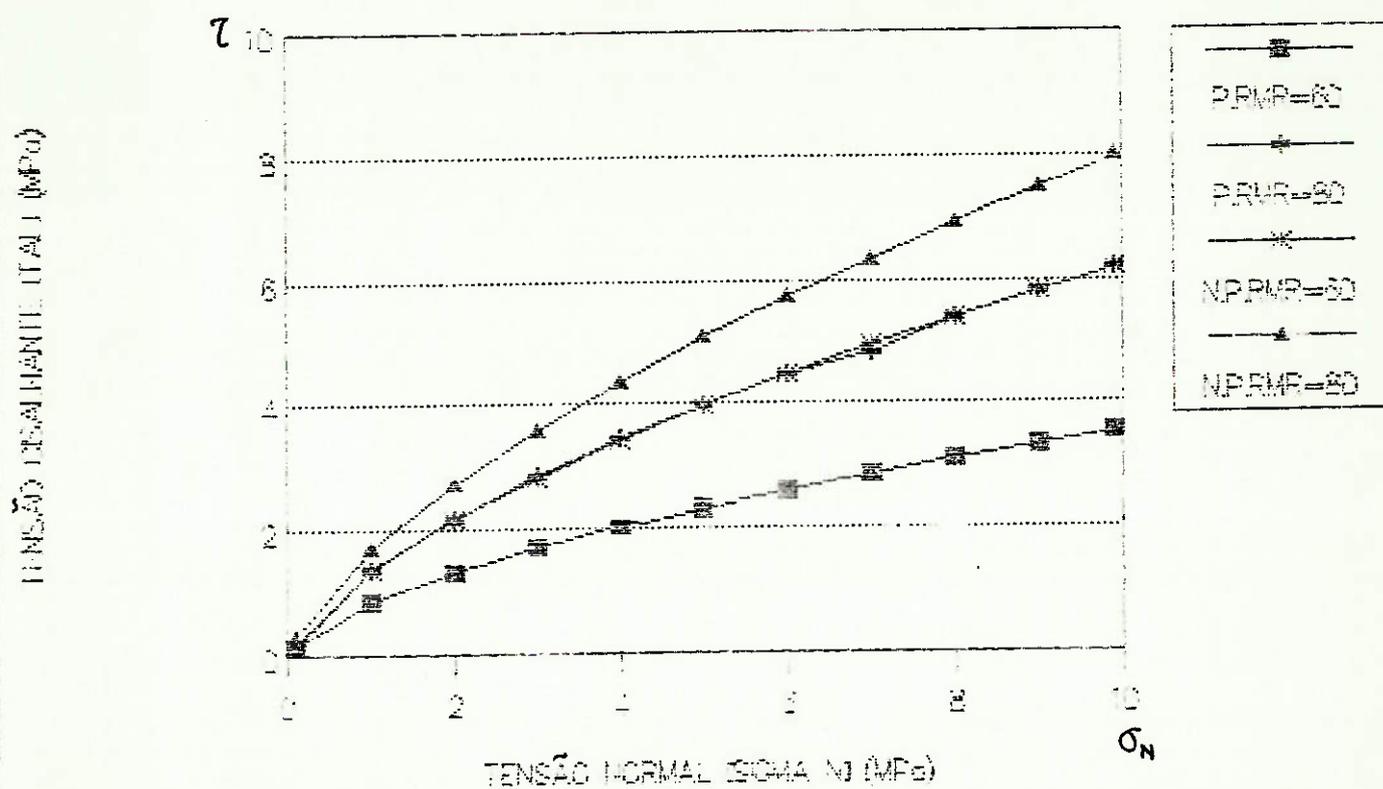
ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA

GNAISSE-CRIT. EMP.-HOEK&BROWN



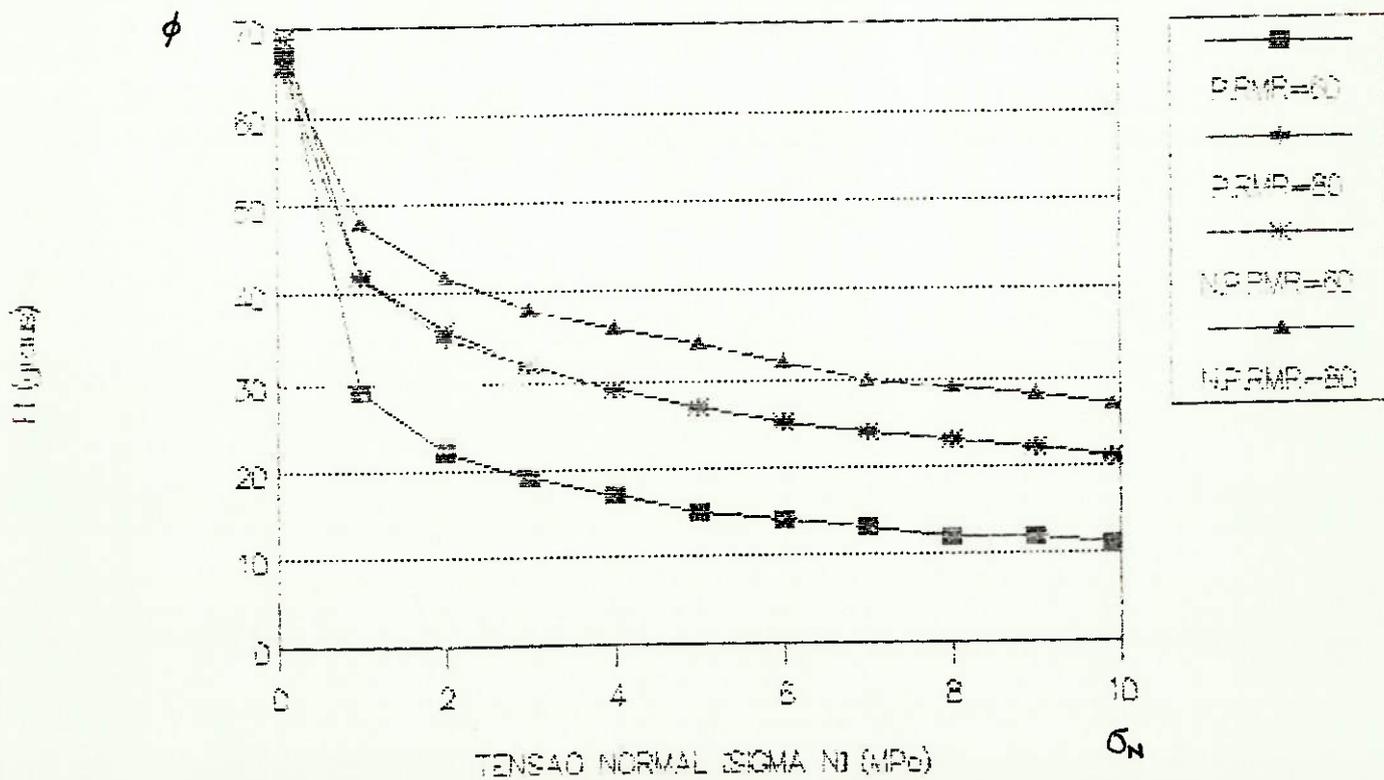
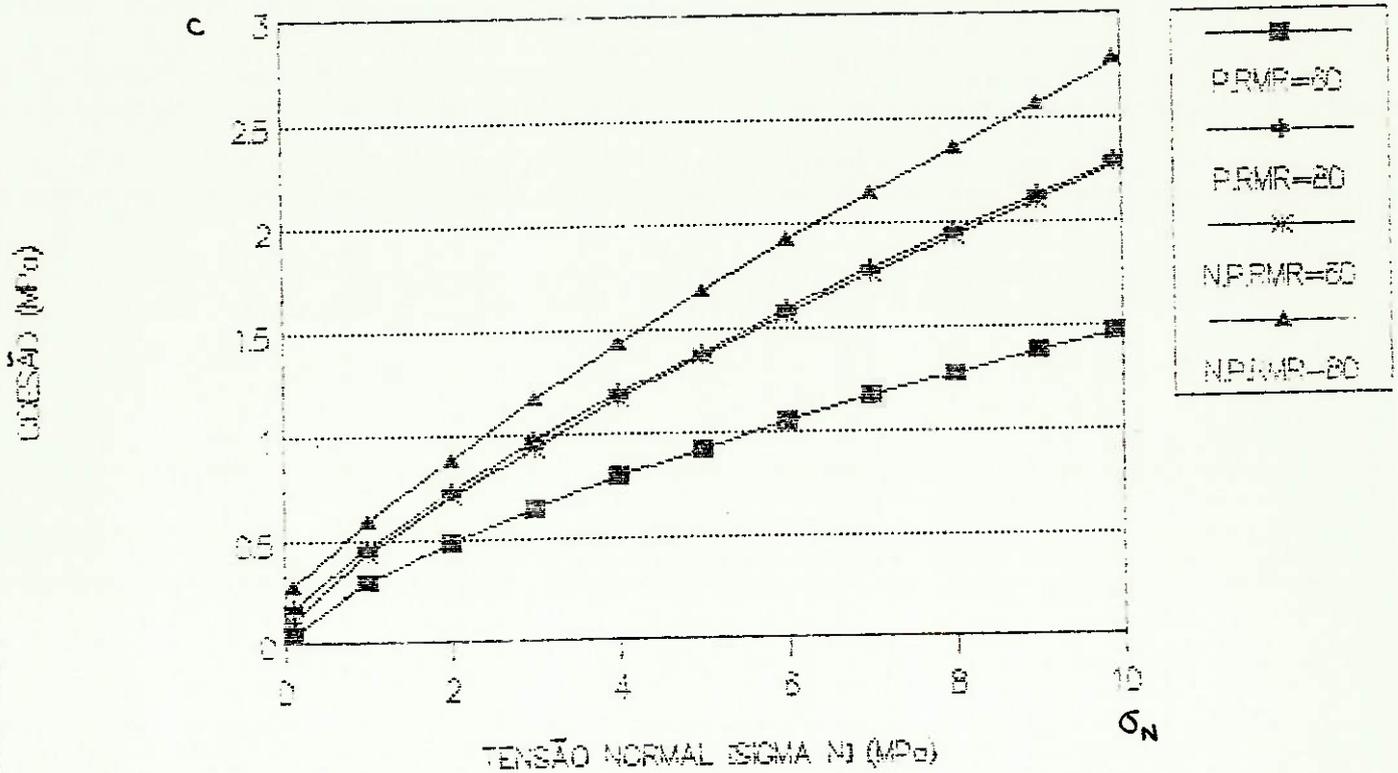
ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA

ARENITO-CRIT. EMP.-HOEK&BROWN



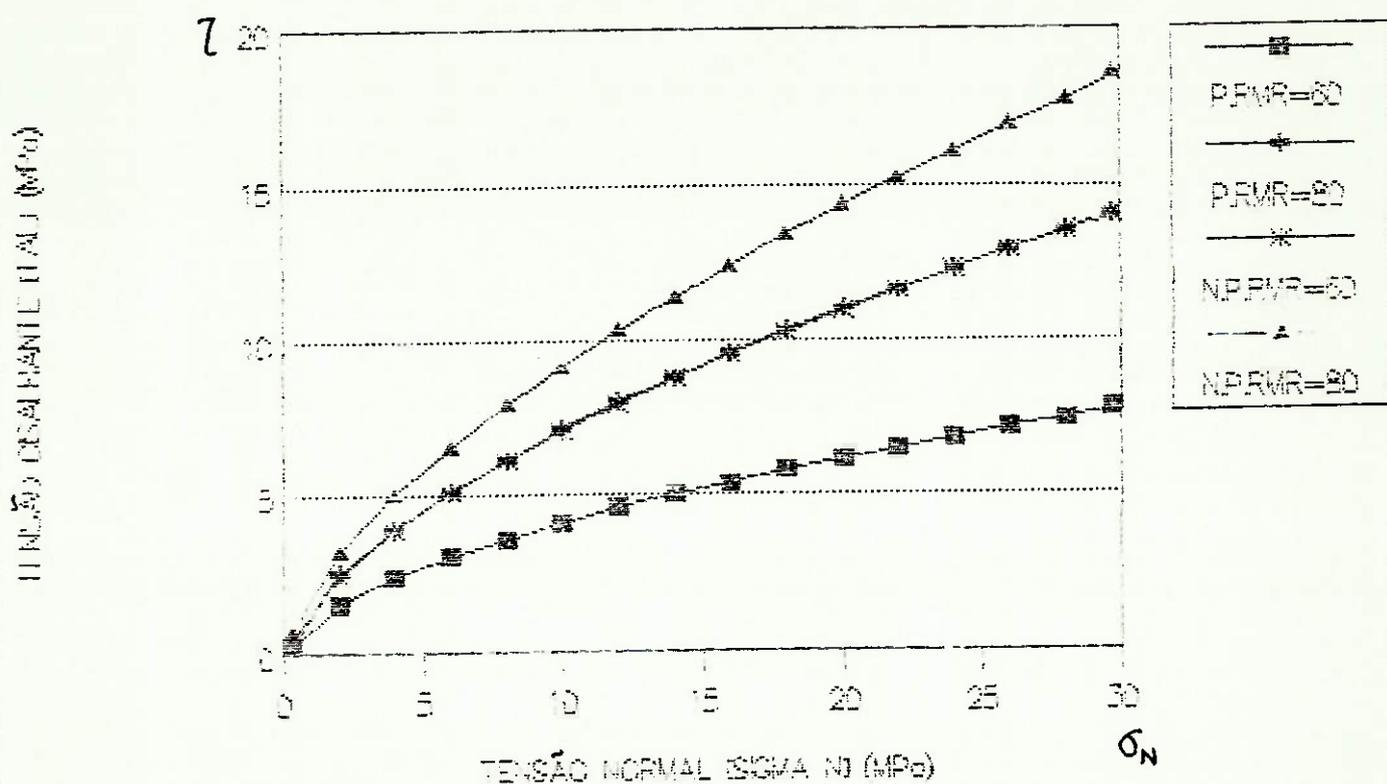
ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA

ARENITO-CRIT. EMP.-HOEK&BROWN



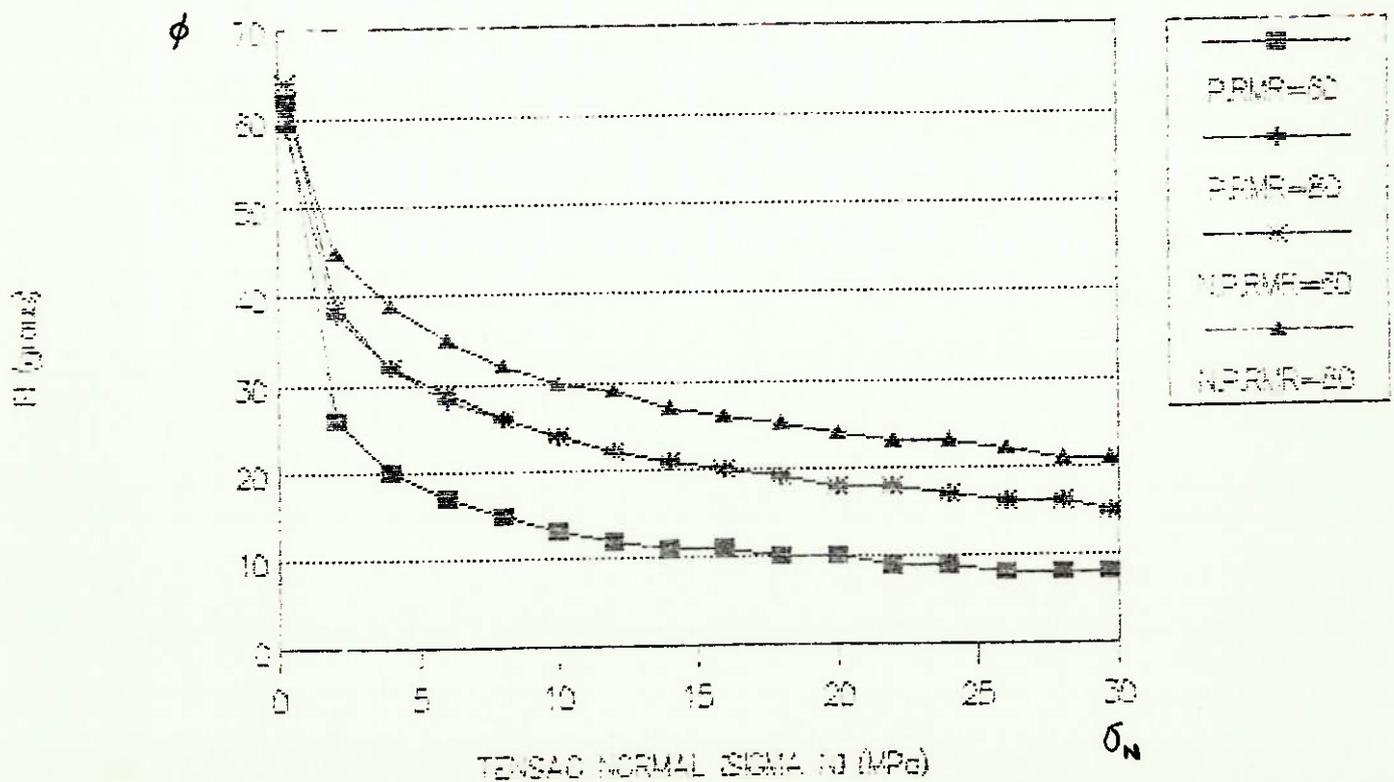
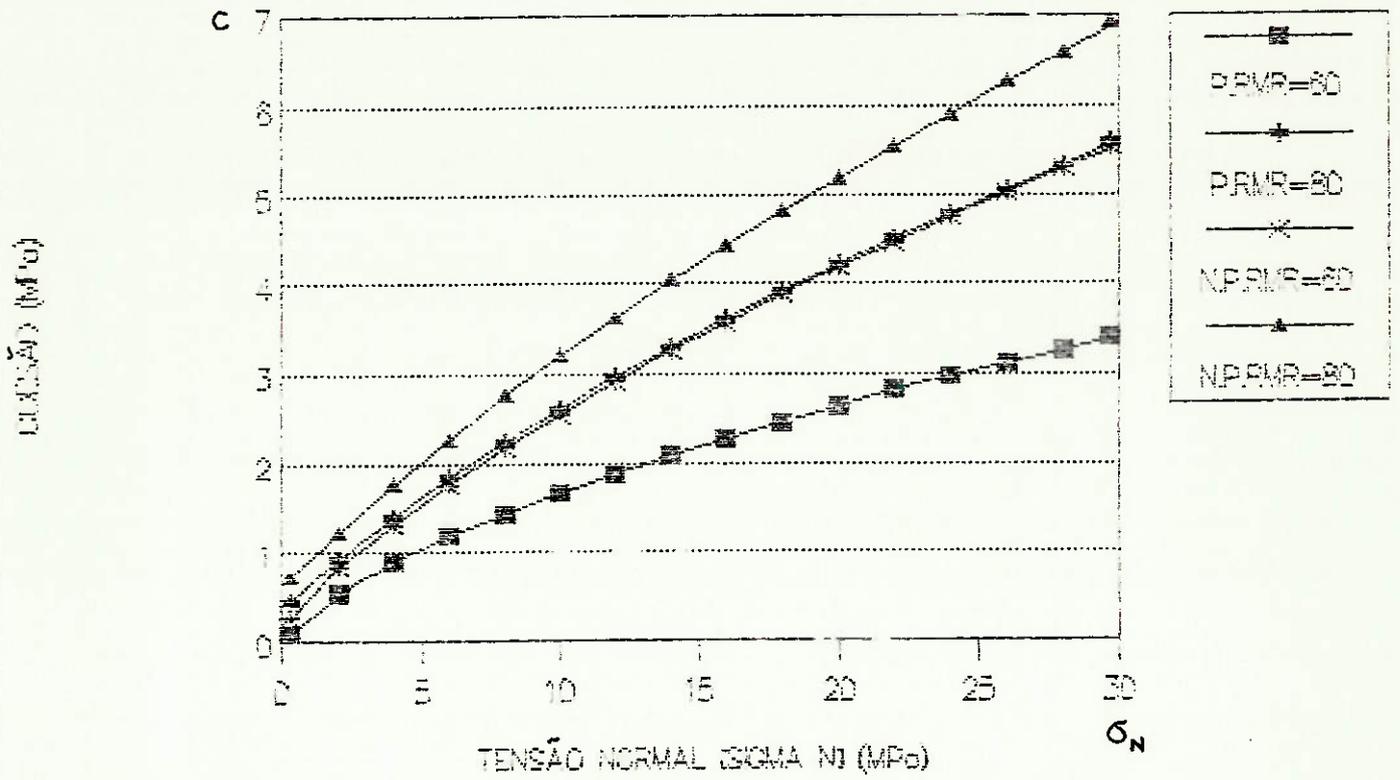
ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA

ARENITO ALTERADO-CRIT. EMP.-HOEK&BROWN



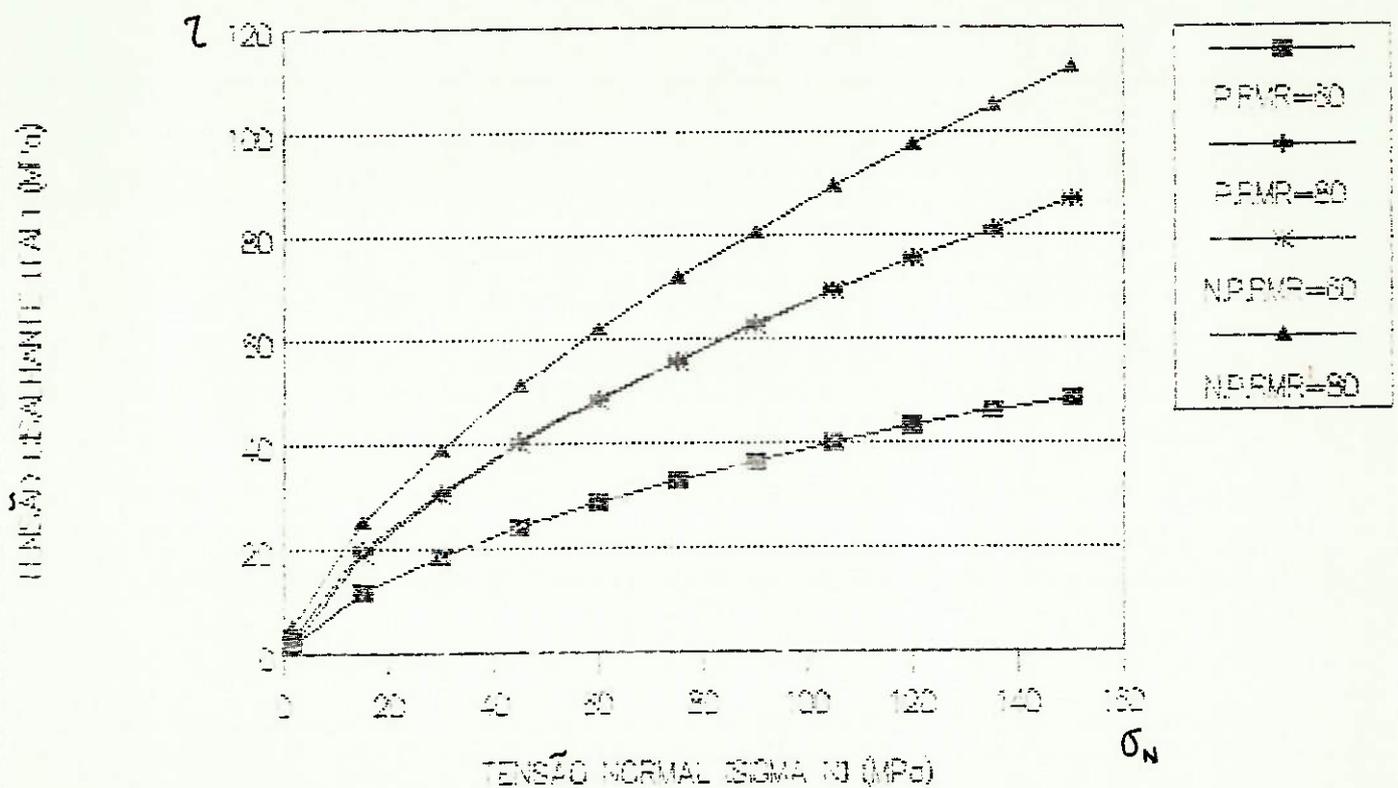
ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA

ARENITO ALTERADO-CRIT. EMP.-HOEK&BROWN



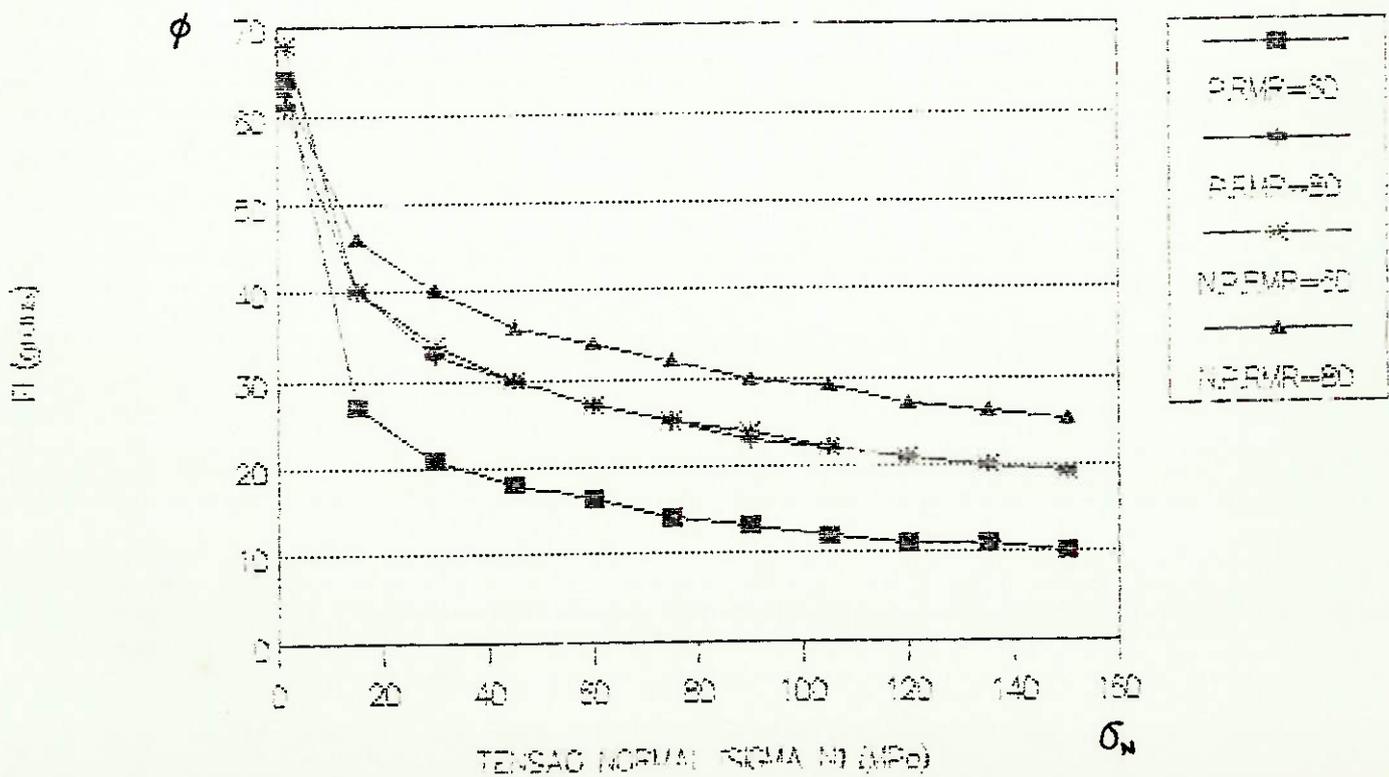
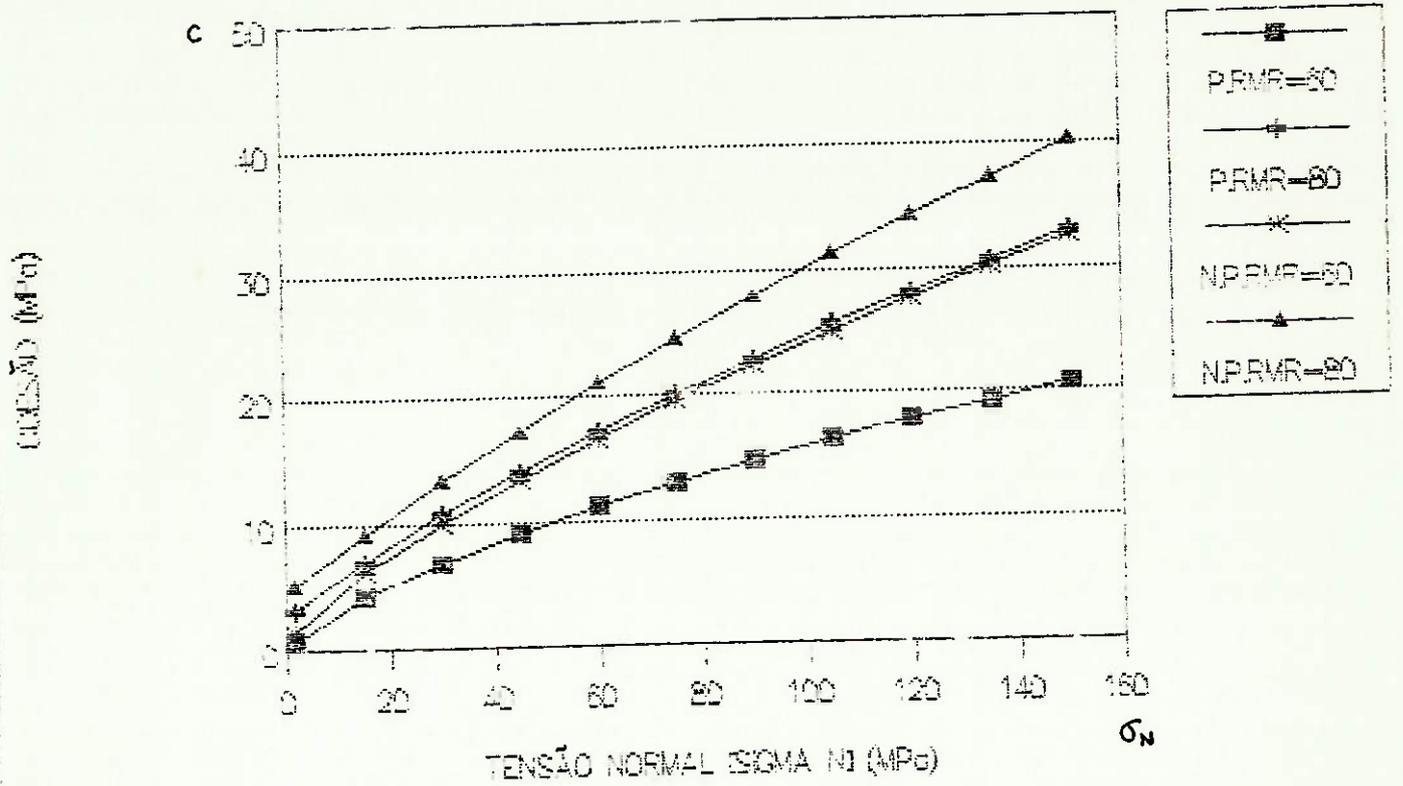
ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA

GNAISSE BIOTITICO-CRIT. EMP.-HOEK&BROWN



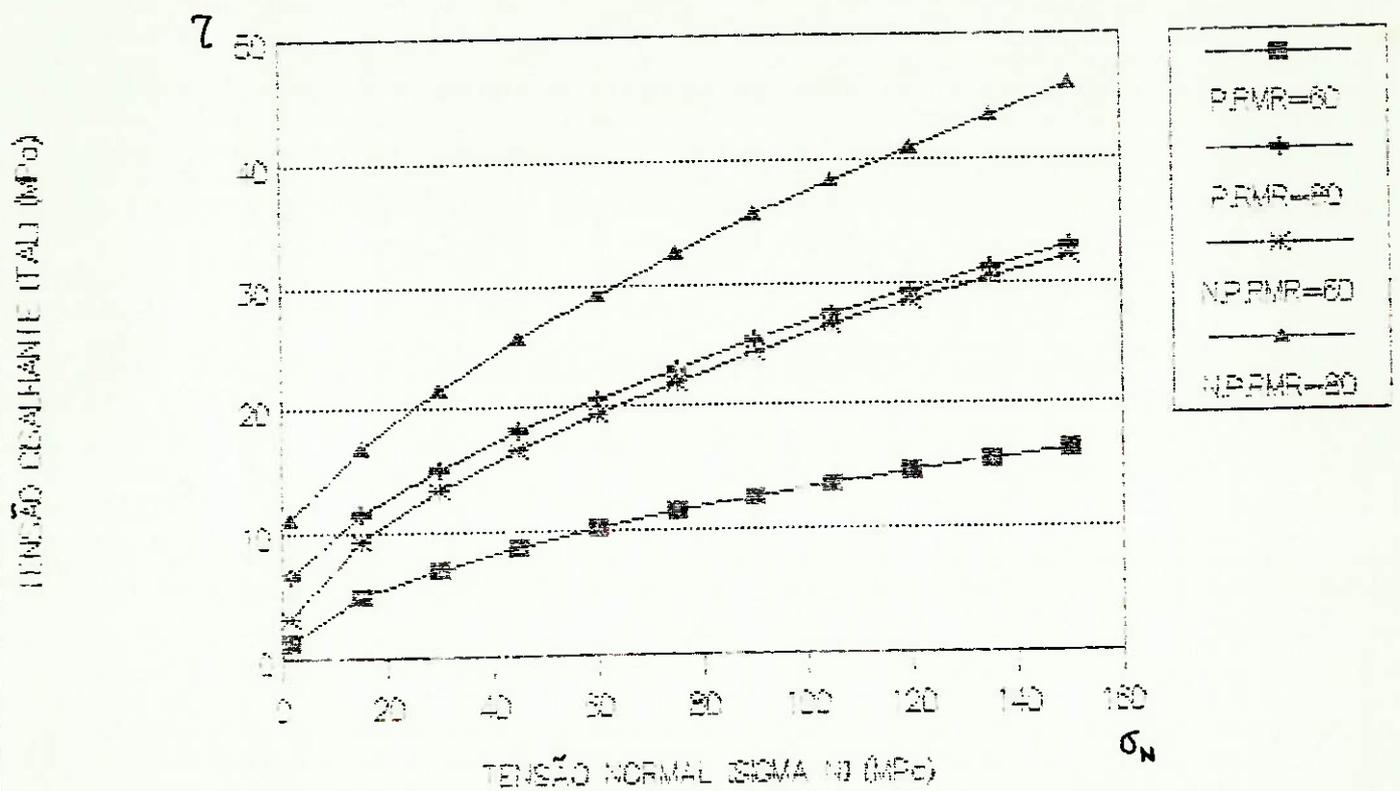
ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA

GNAISSE BIOTÍTICO-CRIT. EMP.-HOEK&BROWN



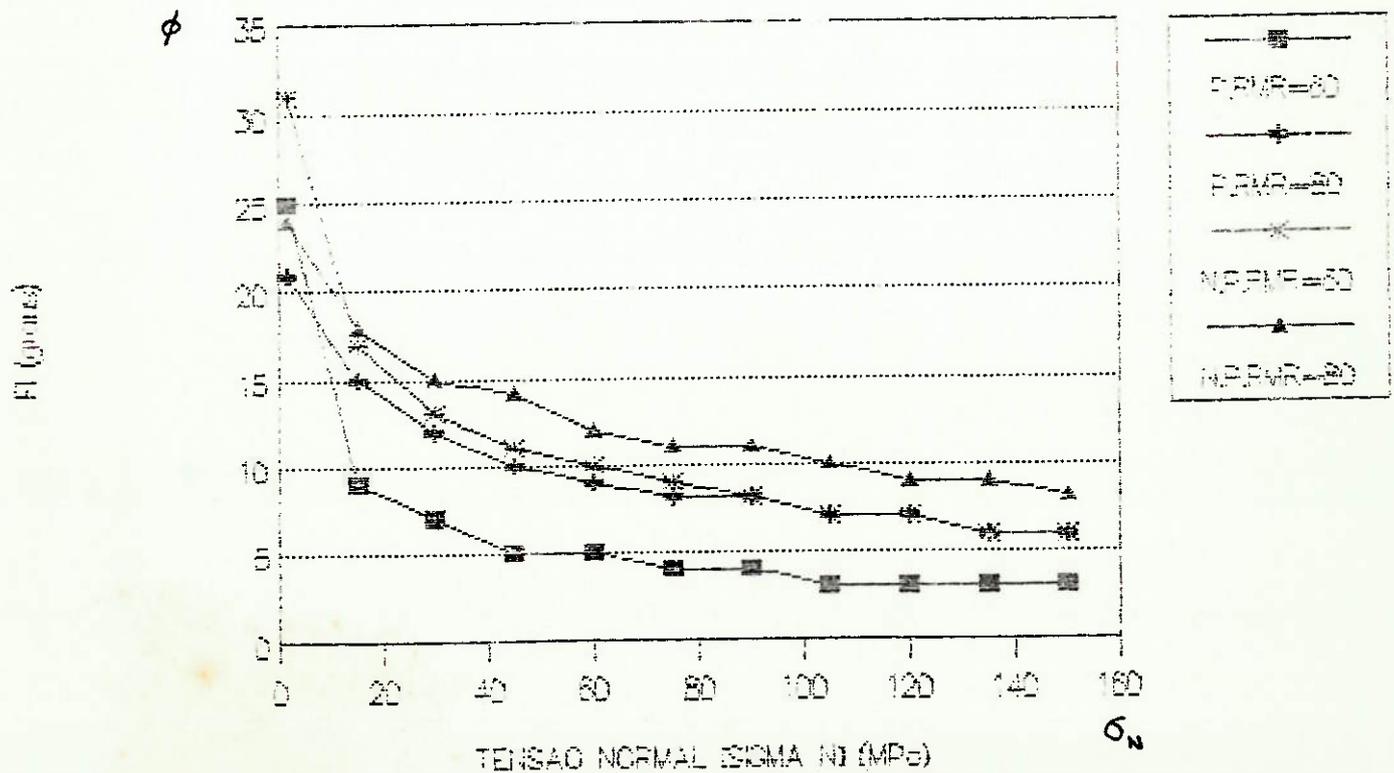
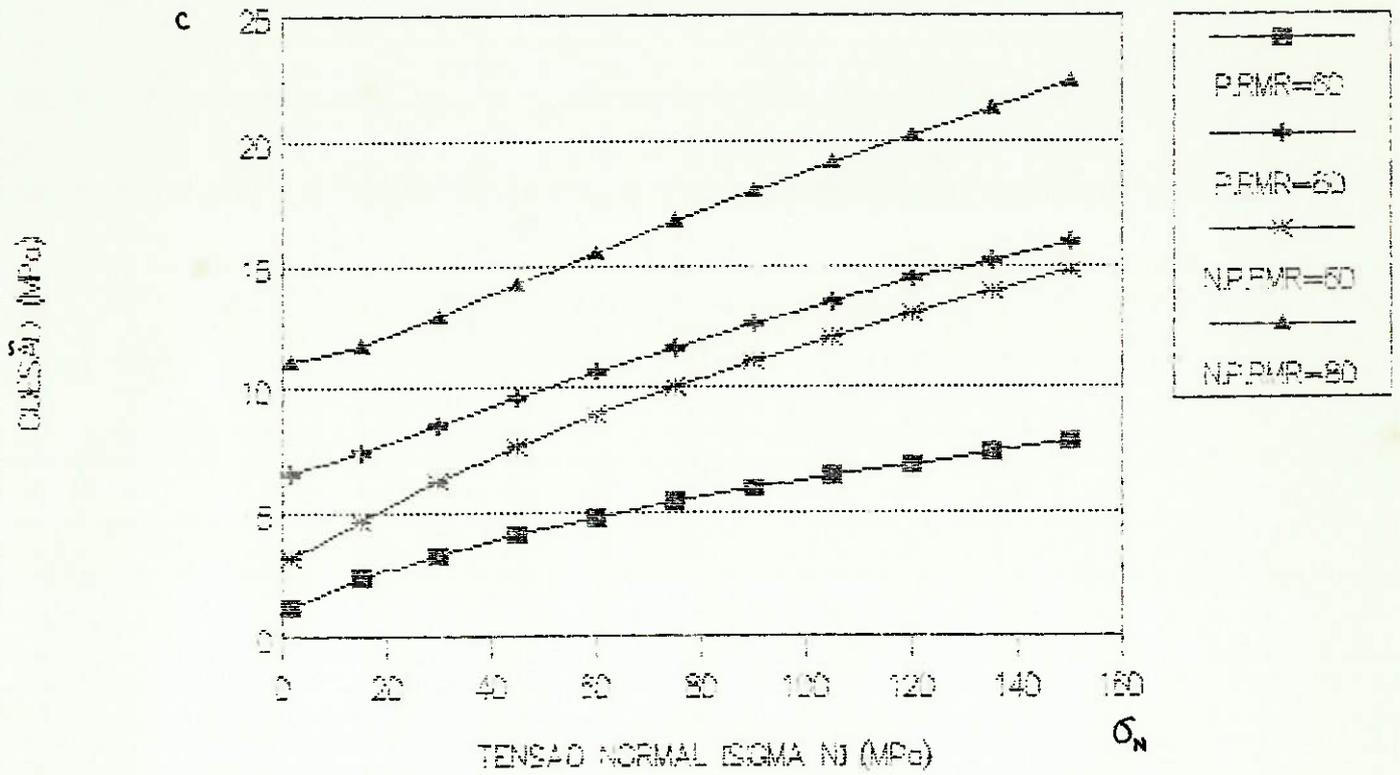
ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA

CLORITA XISTO-CRIT. EMP.-HOEK&BROWN



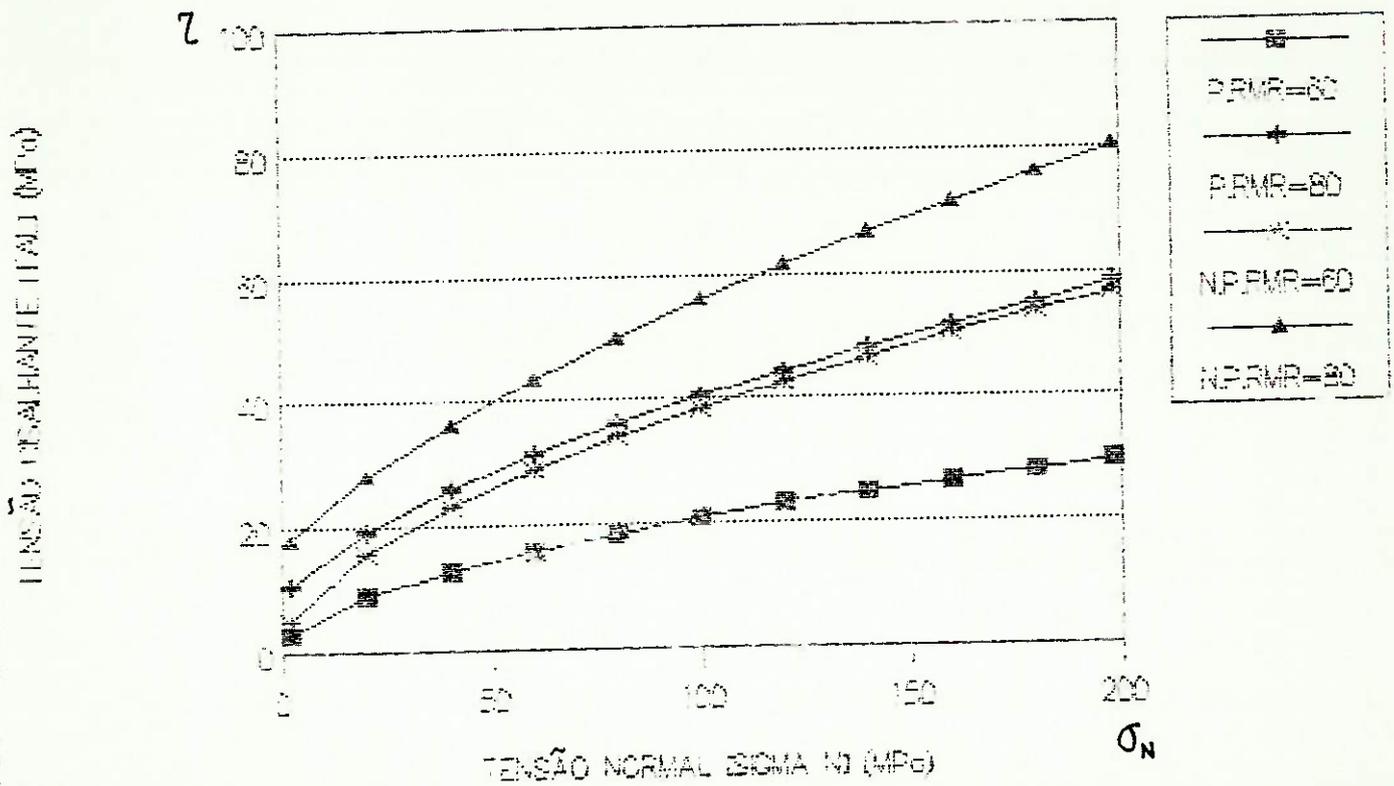
ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA

CLOPITA XISTO-CRIT. EMP.-HOEK&BROWN



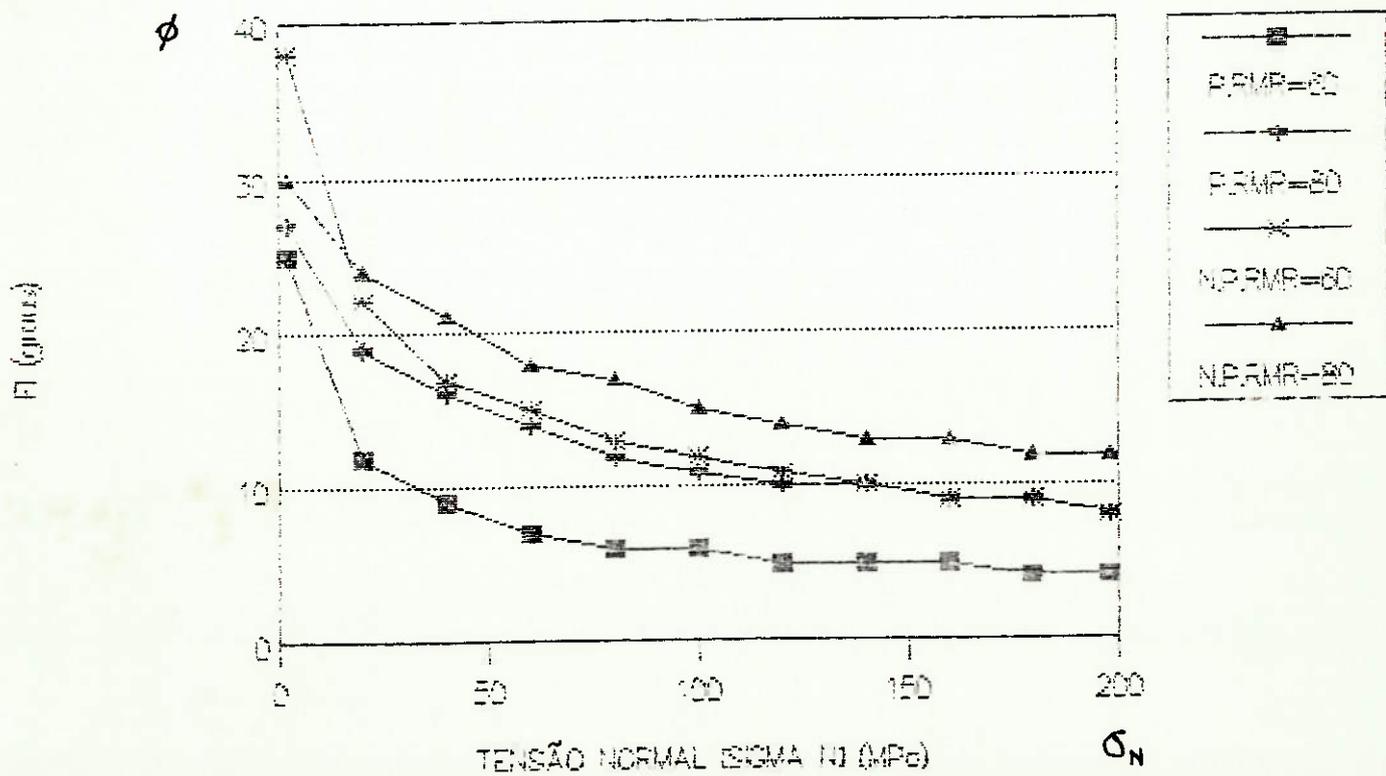
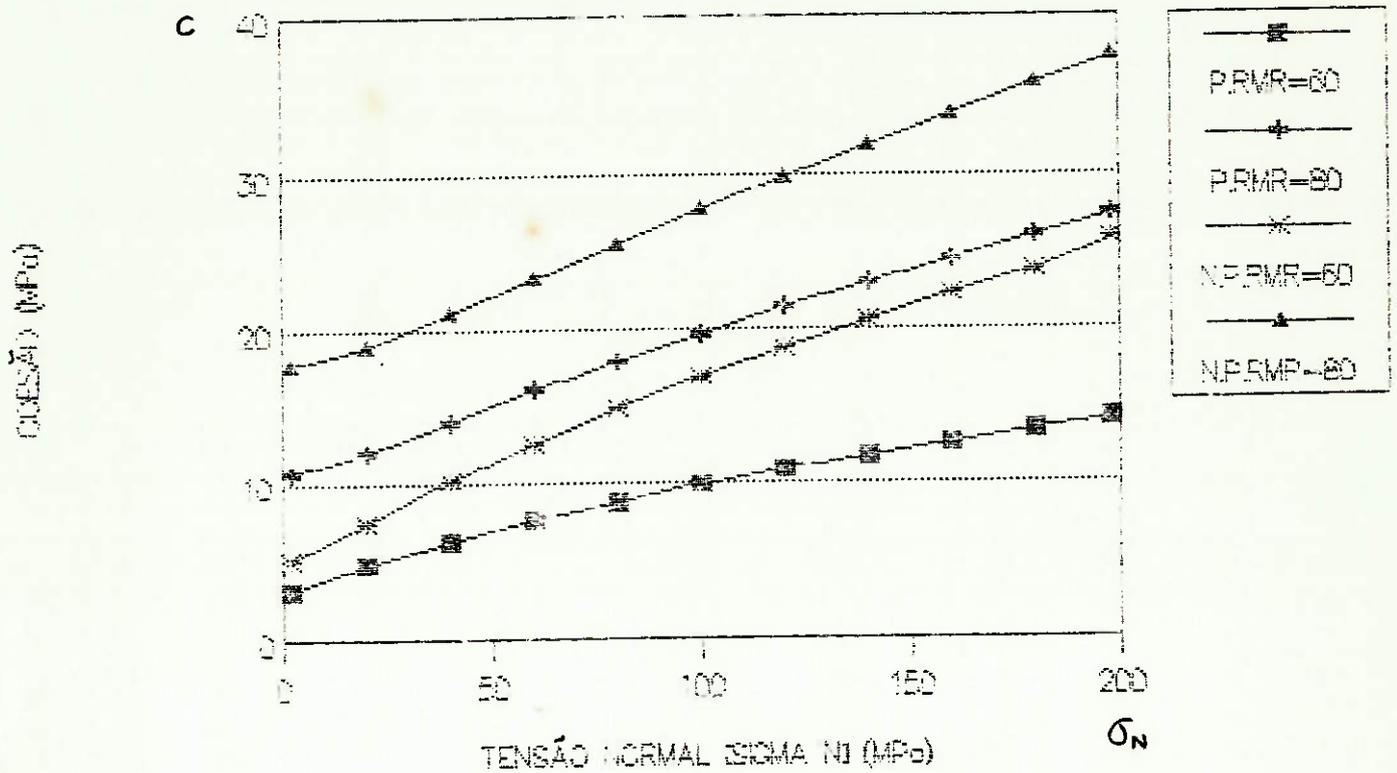
ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA

CALCAREO DOLOM.01-CRIT.EMP.-HOEK&BROWN



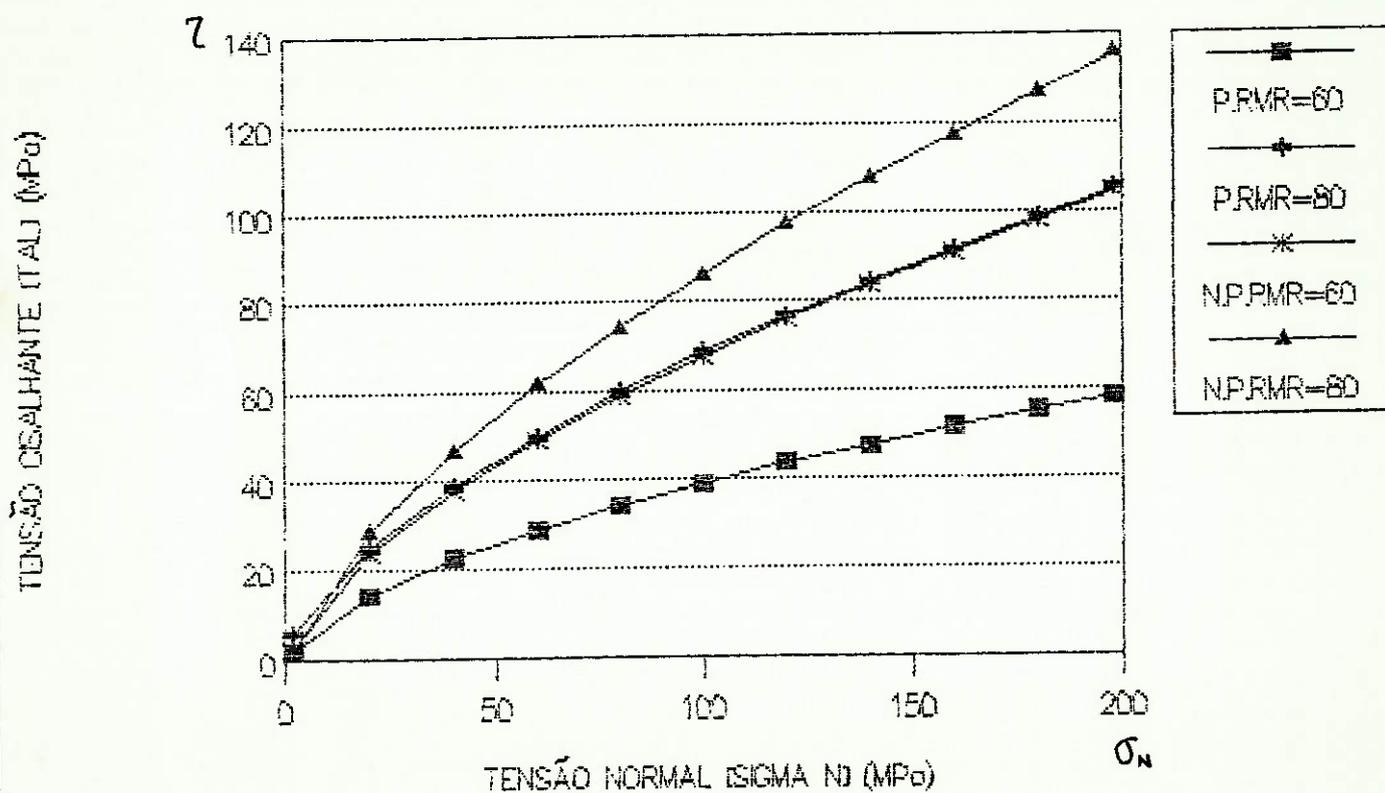
ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA

CALCÁREO DOLOM.01-CRIT.EMP.-HOEK&BROWN



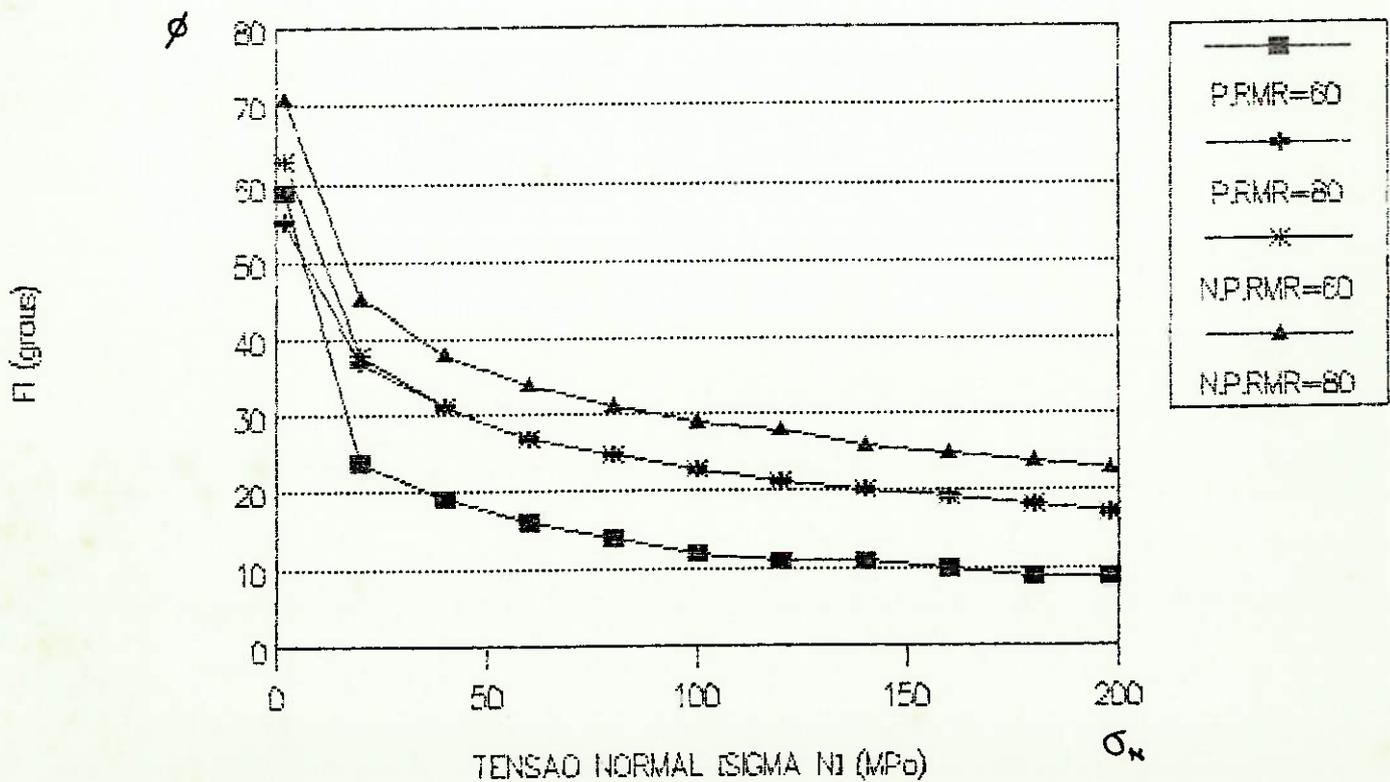
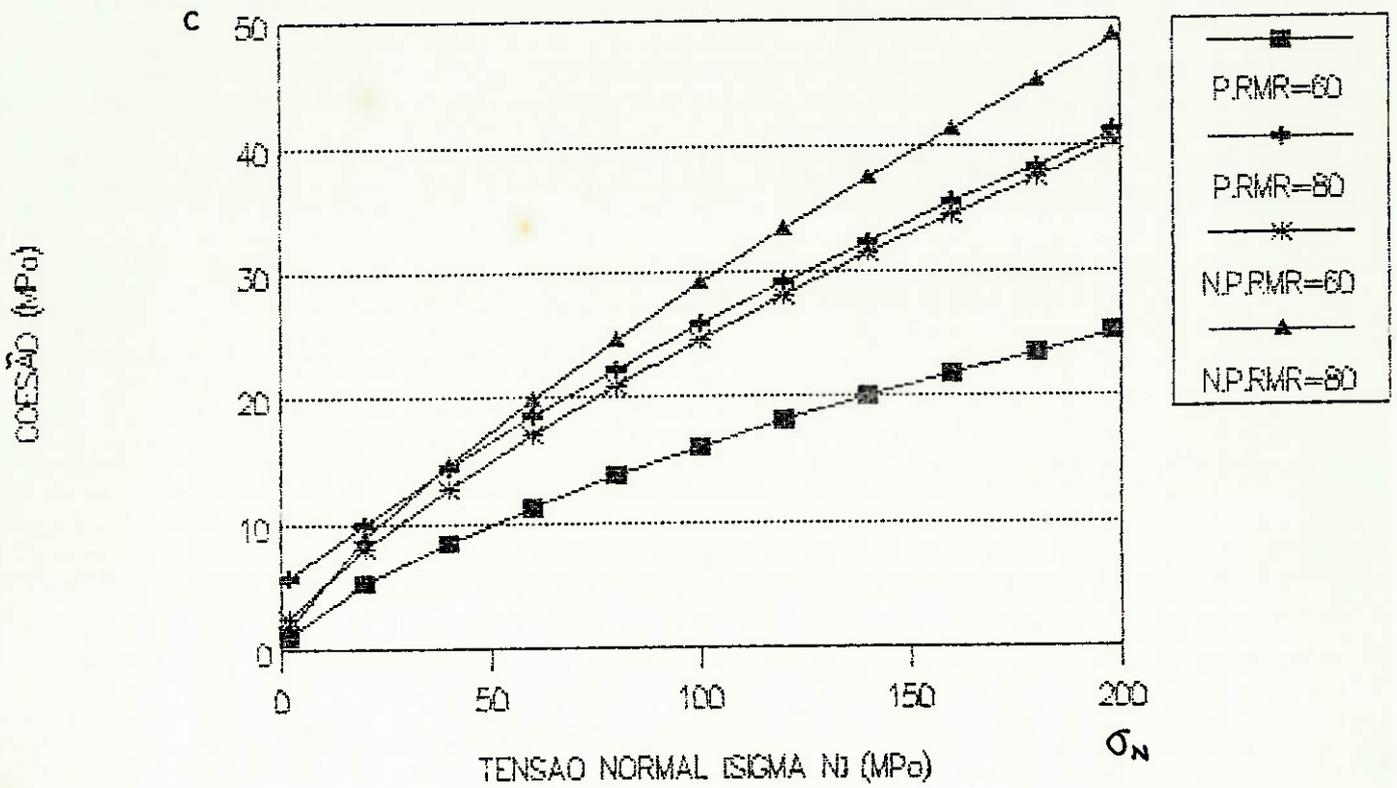
ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA

CALCÁREO DOLOM.02-CRIT.EMP.-HOEK&BROWN



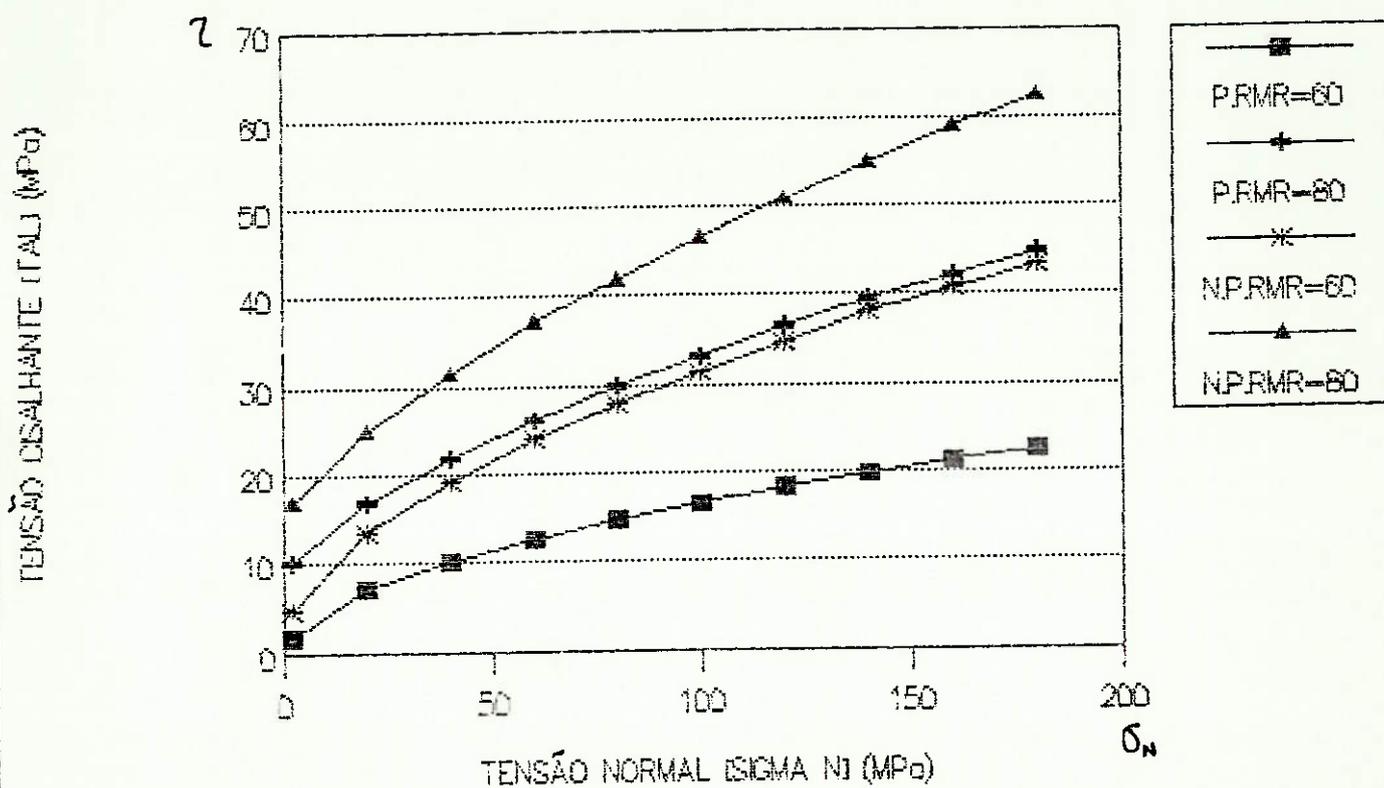
ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA

CALCÁREO DOLOM.02-CRIT.EMP.-HOEK&BROWN



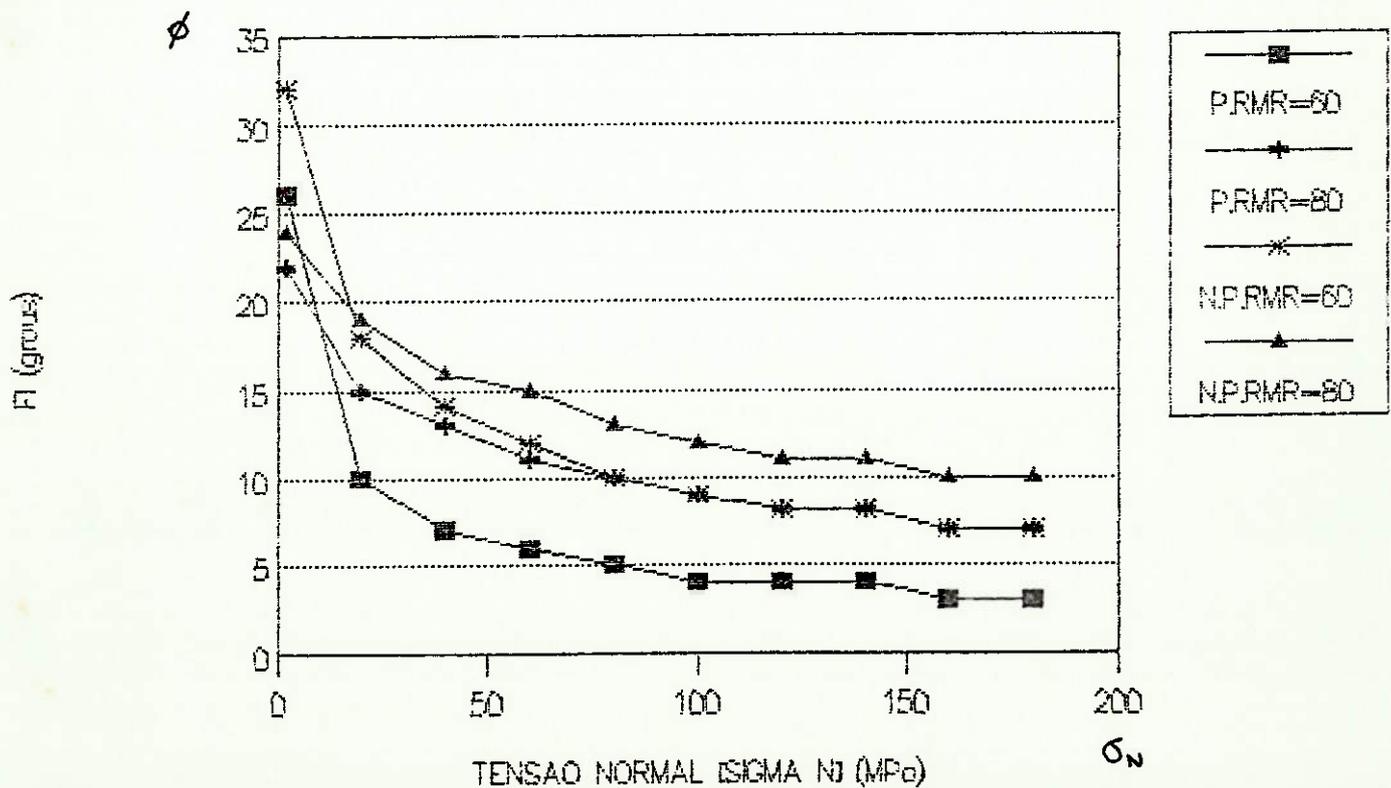
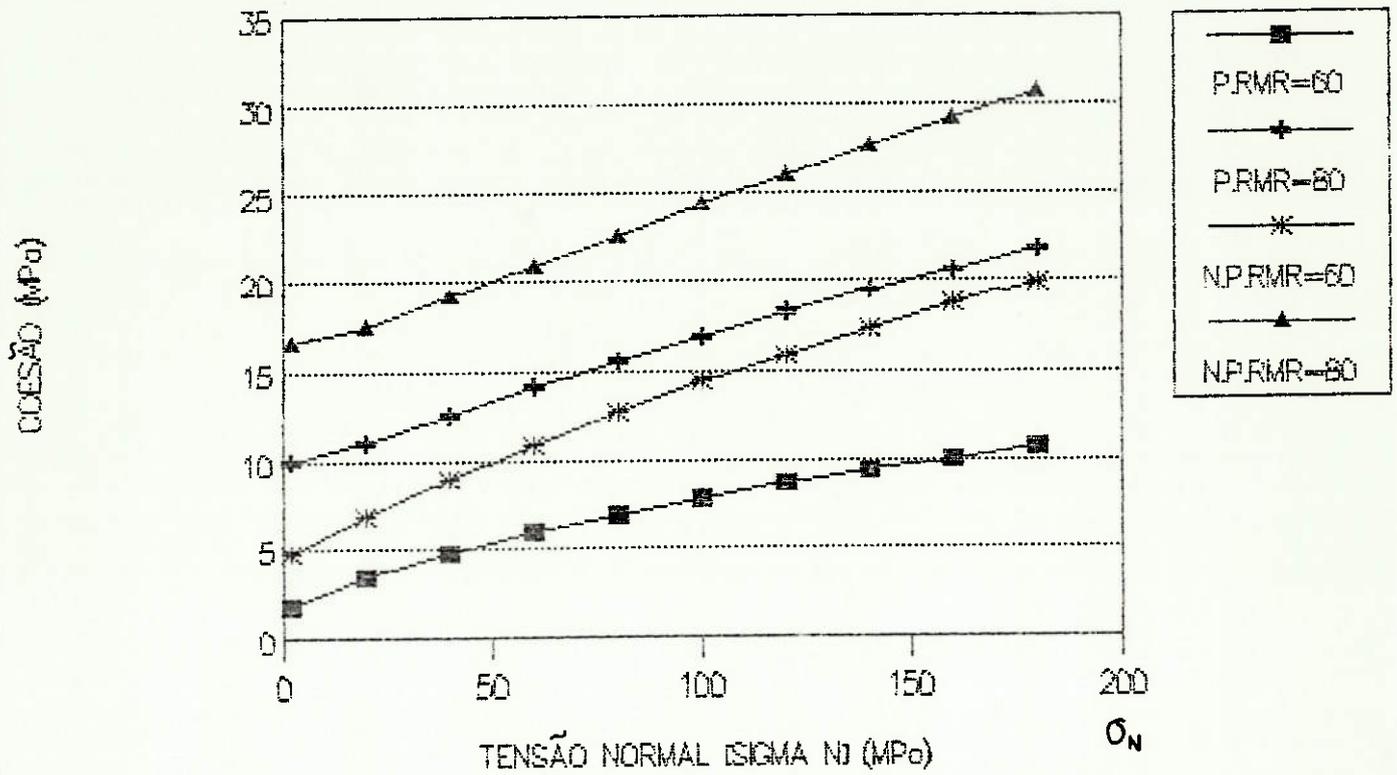
ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA

CALCÁREO - CRIT.EMP. - HOEK&BROWN



ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA

CALCÁREO - CRIT.EMP. - HOEK & BROWN



A N E X O C

No anexo C são mostrados, a título de ilustração, dados referentes ao banco de dados que foi elaborado.

O banco de dados para cada relatório possui mais dados além das informações mostradas, que o autor julgou não necessário incluir, de acordo com o objetivo do trabalho.

Foram coletadas informações de relatórios internos do IPT do período de 1972 a 1988, referentes aos seguintes ensaios laboratoriais:

- . ensaio de compressão uniaxial
- . ensaio de compressão puntiforme
- . ensaio de compressão triaxial
- . ensaio de cisalhamento simples
- . ensaio de cisalhamento pelo método Protodyakonov.

LISTAGEM DO BANCO DE DADOS
ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL

RELATORIO	ANO	SIGMA 3 (MPa)	SIGMA 1 (MPa)	LITOLOGIA	DIAMETRO (mm)	ALTURA (mm)	OBSE.
22248	1985	11.80	219.00	CALCARENITO	75.50	162.00	AMOSTRAS ENVIADAS PELA PETROBRAS
22248	1985	23.50	236.00	CALCARENITO	75.50	162.00	AMOSTRAS ENVIADAS PELA PETROBRAS
22248	1985	5.90	145.00	CALCARENITO	75.50	151.00	AMOSTRAS ENVIADAS PELA PETROBRAS
22248	1985	5.90	114.00	CALCARENITO	75.50	153.00	AMOSTRAS ENVIADAS PELA PETROBRAS
22248	1985	11.80	174.00	CALCARENITO	75.50	152.00	AMOSTRAS ENVIADAS PELA PETROBRAS
22248	1985	11.80	164.00	CALCARENITO	75.50	153.00	AMOSTRAS ENVIADAS PELA PETROBRAS
22248	1985	23.50	221.00	CALCARENITO	75.50	152.00	AMOSTRAS ENVIADAS PELA PETROBRAS
22248	1985	23.50	248.00	CALCARENITO	75.50	154.00	AMOSTRAS ENVIADAS PELA PETROBRAS
22248	1985	31.40	142.00	CALCARENITO	75.50	152.00	AMOSTRAS ENVIADAS PELA PETROBRAS
22248	1985	31.40	131.00	CALCARENITO	75.50	152.00	AMOSTRAS ENVIADAS PELA PETROBRAS
17652	1982	4.90	175.50	GNAISSÉ BIOTÍTICO	76.10	160.60	UHE NILO PECANHA II RJ
17652	1982	9.80	200.30	GNAISSÉ BIOTÍTICO	75.50	148.40	UHE NILO PECANHA II RJ
17652	1982	19.60	267.20	GNAISSÉ BIOTÍTICO	76.00	162.00	UHE NILO PECANHA II RJ
17652	1982	39.20	244.20	GNAISSÉ BIOTÍTICO	76.00	161.00	UHE NILO PECANHA II RJ
17652	1982	4.90	158.30	GNAISSÉ BIOTÍTICO	42.60	104.50	UHE NILO PECANHA II RJ
17652	1982	9.80	199.40	GNAISSÉ BIOTÍTICO	42.50	104.50	UHE NILO PECANHA II RJ
17652	1982	19.60	263.00	GNAISSÉ BIOTÍTICO	42.70	106.00	UHE NILO PECANHA II RJ
17652	1982	39.20	320.70	GNAISSÉ BIOTÍTICO	42.50	104.50	UHE NILO PECANHA II RJ
17652	1982	4.90	83.20	GNAISSÉ BIOTÍTICO	76.00	161.00	UHE NILO PECANHA II RJ
17652	1982	9.80	126.50	GNAISSÉ BIOTÍTICO	76.00	161.00	UHE NILO PECANHA II RJ
17652	1982	19.60	153.80	GNAISSÉ BIOTÍTICO	76.00	160.60	UHE NILO PECANHA II RJ
17652	1982	39.20	261.50	GNAISSÉ BIOTÍTICO	76.20	161.40	UHE NILO PECANHA II RJ
17652	1982	4.90	93.10	CATACLASITO	76.00	144.00	UHE NILO PECANHA II RJ
17652	1982	9.80	129.50	CATACLASITO	76.00	163.00	UHE NILO PECANHA II RJ
17652	1982	19.60	141.60	CATACLASITO	75.60	157.00	UHE NILO PECANHA II RJ
17652	1982	39.20	220.50	CATACLASITO	76.00	160.20	UHE NILO PECANHA II RJ
17652	1982	4.90	126.60	CATACLASITO	75.50	162.20	UHE NILO PECANHA II RJ
17652	1982	9.80	144.40	CATACLASITO	75.50	161.00	UHE NILO PECANHA II RJ
17652	1982	19.60	178.30	CATACLASITO	75.60	161.40	UHE NILO PECANHA II RJ
17652	1982	39.20	240.90	CATACLASITO	76.20	161.10	UHE NILO PECANHA II RJ
17652	1982	4.90	112.80	CATACLASITO E MILONITO	76.10	162.40	UHE NILO PECANHA II RJ
17652	1982	9.80	111.60	CATACLASITO E MILONITO	76.20	161.40	UHE NILO PECANHA II RJ
17652	1982	39.20	326.00	CATACLASITO E MILONITO	76.20	161.50	UHE NILO PECANHA II RJ
17652	1982	19.60	191.60	CATACLASITO E MILONITO	76.20	158.00	UHE NILO PECANHA II RJ
18348	1983	0.30	7.70	ARENITO	54.70	85.80	PORTO PONTA DA MADEIRA SÃO LUIZ MA.
18348	1983	0.70	9.00	ARENITO	54.50	103.80	PORTO PONTA DA MADEIRA SÃO LUIZ MA.
18348	1983	0.60	20.80	ARENITO	54.60	96.00	PORTO PONTA DA MADEIRA SÃO LUIZ MA.
18348	1983	1.20	10.10	ARENITO	54.00	77.80	PORTO PONTA DA MADEIRA SÃO LUIZ MA.
18348	1983	1.20	13.60	ARENITO	54.40	81.40	PORTO PONTA DA MADEIRA SÃO LUIZ MA.
18348	1983	0.30	3.90	ARENITO	53.50	60.30	PORTO PONTA DA MADEIRA SÃO LUIZ MA.
18348	1983	1.20	14.30	ARENITO	54.50	62.00	PORTO PONTA DA MADEIRA SÃO LUIZ MA.
18348	1983	0.60	28.90	ARENITO	54.20	84.70	PORTO PONTA DA MADEIRA SÃO LUIZ MA.
18348	1983	0.30	12.10	ARENITO	54.40	117.80	PORTO PONTA DA MADEIRA SÃO LUIZ MA.
18348	1983	0.30	15.80	ARENITO	54.50	110.00	PORTO PONTA DA MADEIRA SÃO LUIZ MA.
18348	1983	0.30	17.40	ARENITO	54.50	106.40	PORTO PONTA DA MADEIRA SÃO LUIZ MA.

LISTAGEM DO BANCO DE DADOS
ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL

RELATORIO	ANO	SIGMA 3 (MPa)	SIGMA 1 (MPa)	LITOLOGIA	DIAMETRO (mm)	ALTURA (mm)	OBSER.
6664	1975	0.80	131.40	GRANITO CINZA	0.00	0.00	UHE. EDGAR DE SOUZA-SANTANA DO FARNALBA SP
6531	1972	2.50	15.80	BRECHA BASALTICA	53.80	108.00	UHE. SAO SIMAO-MG
6531	1972	1.00	15.50	BRECHA BASALTICA	53.40	105.00	UHE. SAO SIMAO-MG
6531	1972	1.50	29.30	BRECHA BASALTICA	53.20	121.10	UHE. SAO SIMAO-MG
6531	1972	2.90	16.80	BRECHA BASALTICA	53.20	104.90	UHE. SAO SIMAO-MG
6531	1972	0.50	10.50	BRECHA BASALTICA	53.70	110.00	UHE. SAO SIMAO-MG
6531	1972	2.00	21.10	BRECHA BASALTICA	53.40	111.40	UHE. SAO SIMAO-MG
6531	1972	2.00	34.50	BRECHA BASALTICA	70.60	142.30	UHE. SAO SIMAO-MG
6531	1972	2.90	8.50	BRECHA BASALTICA	70.70	147.00	UHE. SAO SIMAO-MG
6531	1972	1.00	8.80	BRECHA BASALTICA	70.60	144.70	UHE. SAO SIMAO-MG
6531	1972	0.50	16.80	BRECHA BASALTICA	70.20	142.30	UHE. SAO SIMAO-MG
6531	1972	2.90	13.70	BRECHA BASALTICA	70.30	140.60	UHE. SAO SIMAO-MG
6881	1973	0.30	18.70	BASALTO VESICULAR	54.00	115.00	UHE. SAO SIMAO-MG
6881	1973	3.10	30.70	BASALTO VESICULAR	54.00	116.00	UHE. SAO SIMAO-MG
6881	1973	0.70	22.80	BASALTO VESICULAR	54.00	116.00	UHE. SAO SIMAO-MG
6881	1973	1.00	24.60	BASALTO VESICULAR	54.00	115.00	UHE. SAO SIMAO-MG
6881	1973	3.90	43.60	BASALTO VESICULAR	54.00	117.00	UHE. SAO SIMAO-MG
6881	1973	1.50	26.90	BASALTO VESICULAR	54.00	117.70	UHE. SAO SIMAO-MG
6881	1973	2.30	36.10	BASALTO VESICULAR	54.00	117.00	UHE. SAO SIMAO-MG
6881	1973	2.00	38.60	BASALTO VESICULAR	54.00	112.50	UHE. SAO SIMAO-MG
6881	1973	0.30	16.80	BASALTO VESICULAR	54.00	116.00	UHE. SAO SIMAO-MG
6881	1973	0.70	31.30	BASALTO VESICULAR	54.00	112.50	UHE. SAO SIMAO-MG
6881	1973	1.00	20.40	BASALTO VESICULAR	54.00	115.00	UHE. SAO SIMAO-MG
6881	1973	2.00	28.00	BASALTO VESICULAR	54.00	114.00	UHE. SAO SIMAO-MG
6881	1973	3.10	32.40	BASALTO VESICULAR	54.00	114.00	UHE. SAO SIMAO-MG
6881	1973	1.60	45.20	BASALTO VESICULAR	54.00	114.50	UHE. SAO SIMAO-MG
6881	1973	0.30	37.70	BASALTO VESICULAR	54.00	112.00	UHE. SAO SIMAO-MG
6881	1973	1.00	30.00	BASALTO VESICULAR	54.00	109.00	UHE. SAO SIMAO-MG
6881	1973	2.00	36.50	BASALTO VESICULAR	54.00	112.00	UHE. SAO SIMAO-MG
6881	1973	7.80	52.20	BASALTO VESICULAR	54.00	111.00	UHE. SAO SIMAO-MG
6881	1973	3.90	26.10	BASALTO VESICULAR	54.00	111.00	UHE. SAO SIMAO-MG
6881	1973	5.90	32.80	BASALTO VESICULAR	54.00	114.00	UHE. SAO SIMAO-MG
22248	1985	3.90	133.00	CALCISILTITO	75.50	113.00	AMOSTRAS ENVIADAS PELA PETROBRAS
22248	1985	3.90	83.20	CALCISILTITO	75.50	148.00	AMOSTRAS ENVIADAS PELA PETROBRAS
22248	1985	2.90	84.10	CALCISILTITO	75.50	166.00	AMOSTRAS ENVIADAS PELA PETROBRAS
22248	1985	5.90	120.00	CALCISILTITO	75.50	165.00	AMOSTRAS ENVIADAS PELA PETROBRAS
22248	1985	5.90	140.00	CALCISILTITO	75.50	166.00	AMOSTRAS ENVIADAS PELA PETROBRAS
22248	1985	5.90	127.00	CALCISILTITO	75.50	164.00	AMOSTRAS ENVIADAS PELA PETROBRAS
22248	1985	7.80	110.00	CALCISILTITO	75.50	163.00	AMOSTRAS ENVIADAS PELA PETROBRAS
22248	1985	2.00	71.50	MARSA	75.50	117.00	AMOSTRAS ENVIADAS PELA PETROBRAS
22248	1985	7.80	129.00	CALCARENITO	75.50	166.00	AMOSTRAS ENVIADAS PELA PETROBRAS
22248	1985	7.80	116.00	CALCARENITO	75.50	168.00	AMOSTRAS ENVIADAS PELA PETROBRAS
22248	1985	3.00	143.00	CALCARENITO	75.50	122.00	AMOSTRAS ENVIADAS PELA PETROBRAS
22248	1985	5.90	234.00	CALCARENITO	75.50	162.00	AMOSTRAS ENVIADAS PELA PETROBRAS
22248	1985	5.90	146.00	CALCARENITO	75.50	162.00	AMOSTRAS ENVIADAS PELA PETROBRAS

LISTAGEM DO BANCO DE DADOS
ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL

RELATORIO	ANO	SIGMA 3 (MPa)	SIGMA 1 (MPa)	LITOLOGIA	DIAMETRO (mm)	ALTURA (mm)	OBSER.
21319	1984	7.80	101.80	CLORITA-CARBONATO-XISTO	75.90	164.10	PROJETO CRIIXAS 60
21319	1984	19.60	99.20	CLORITA-CARBONATO-XISTO	75.90	163.90	PROJETO CRIIXAS 60
21319	1984	19.60	93.70	CLORITA-CARBONATO-XISTO	75.90	163.80	PROJETO CRIIXAS 60
21319	1984	4.90	245.40	DOLOMITO	75.90	163.70	PROJETO CRIIXAS 60
21319	1984	9.80	210.60	DOLOMITO	75.90	163.60	PROJETO CRIIXAS 60
21319	1984	19.60	245.40	DOLOMITO	75.90	164.00	PROJETO CRIIXAS 60
21319	1984	39.20	384.00	DOLOMITO	75.90	163.90	PROJETO CRIIXAS 60
21319	1984	29.40	254.50	DOLOMITO	75.90	164.00	PROJETO CRIIXAS 60
21319	1984	4.90	53.80	CLORITA-CARBONATO-XISTO	76.00	143.00	PROJETO CRIIXAS 60
21319	1984	7.80	75.70	CLORITA-CARBONATO-XISTO	76.00	146.00	PROJETO CRIIXAS 60
21319	1984	19.60	104.40	CLORITA-CARBONATO-XISTO	76.00	149.00	PROJETO CRIIXAS 60
21319	1984	39.20	90.60	CLORITA-CARBONATO-XISTO	76.00	146.00	PROJETO CRIIXAS 60
21319	1984	39.20	167.30	CLORITA-CARBONATO-XISTO	76.00	142.00	PROJETO CRIIXAS 60
22877	1985	4.90	127.90	CLORITA-GRAFITA-XISTO	76.00	140.00	PROJETO CRIIXAS 60
22877	1985	9.80	195.60	CLORITA-GRAFITA-XISTO	76.00	145.00	PROJETO CRIIXAS 60
22877	1985	19.60	113.00	CLORITA-GRAFITA-XISTO	76.00	138.00	PROJETO CRIIXAS 60
21319	1984	39.20	162.50	CLORITA-GRAFITA-XISTO	76.00	147.00	PROJETO CRIIXAS 60
22877	1985	39.20	189.30	CLORITA-GRAFITA-XISTO	76.00	144.00	PROJETO CRIIXAS 60
22877	1985	4.90	86.80	CLORITA-GRANADA-XISTO	76.00	143.00	PROJETO CRIIXAS 60
22877	1985	9.80	90.60	CLORITA-GRANADA-XISTO	76.00	143.00	PROJETO CRIIXAS 60
22877	1985	19.60	142.20	CLORITA-GRANADA-XISTO	76.00	147.00	PROJETO CRIIXAS 60
22877	1985	39.20	185.50	CLORITA-GRANADA-XISTO	76.00	137.00	PROJETO CRIIXAS 60
22877	1985	9.80	126.70	CLORITA-GRANADA-XISTO	76.00	141.00	PROJETO CRIIXAS 60
22877	1985	39.20	406.40	CHERT	76.00	148.00	PROJETO CRIIXAS 60
22877	1985	19.60	215.10	CHERT	76.00	142.00	PROJETO CRIIXAS 60
22877	1985	9.80	369.70	CHERT	76.00	144.00	PROJETO CRIIXAS 60
22877	1985	4.90	123.80	DOLOMITO	76.00	142.00	PROJETO CRIIXAS 60
22877	1985	9.80	201.90	DOLOMITO	76.00	143.00	PROJETO CRIIXAS 60
22877	1985	19.60	118.00	DOLOMITO	76.00	146.00	PROJETO CRIIXAS 60
22877	1985	39.20	211.40	DOLOMITO	76.00	143.00	PROJETO CRIIXAS 60
22877	1985	9.80	137.00	DOLOMITO	76.00	145.00	PROJETO CRIIXAS 60
22877	1985	19.60	349.80	DOLOMITO	76.00	148.00	PROJETO CRIIXAS 60
8860	1976	0.30	153.60	GRANITO CINZA	0.00	0.00	URE,EDGARD DE SOUZA-SANTANA DO PARNAIBA SP
8860	1976	0.50	161.80	GRANITO CINZA	0.00	0.00	URE,EDGARD DE SOUZA-SANTANA DO PARNAIBA SP
8860	1976	0.80	161.40	GRANITO CINZA	0.00	0.00	URE,EDGARD DE SOUZA-SANTANA DO PARNAIBA SP
10212	1977	14.70	331.50	GRANITO CINZA	0.00	0.00	URE,EDGARD DE SOUZA-SANTANA DO PARNAIBA SP
10212	1977	19.60	359.80	GRANITO CINZA	0.00	0.00	URE,EDGARD DE SOUZA-SANTANA DO PARNAIBA SP
10212	1977	19.60	359.80	GRANITO CINZA	0.00	0.00	URE,EDGARD DE SOUZA-SANTANA DO PARNAIBA SP
10212	1977	29.40	374.00	GRANITO CINZA	0.00	0.00	URE,EDGARD DE SOUZA-SANTANA DO PARNAIBA SP
10212	1977	1.00	189.40	GRANITO CINZA	0.00	0.00	URE,EDGARD DE SOUZA-SANTANA DO PARNAIBA SP
10212	1977	1.00	138.10	GRANITO CINZA	0.00	0.00	URE,EDGARD DE SOUZA-SANTANA DO PARNAIBA SP
10212	1977	29.40	374.00	GRANITO CINZA	0.00	0.00	URE,EDGARD DE SOUZA-SANTANA DO PARNAIBA SP
10212	1977	5.90	220.10	GRANITO CINZA	0.00	0.00	URE,EDGARD DE SOUZA-SANTANA DO PARNAIBA SP
10212	1977	5.90	228.00	GRANITO CINZA	0.00	0.00	URE,EDGARD DE SOUZA-SANTANA DO PARNAIBA SP
10212	1977	9.80	319.00	GRANITO CINZA	0.00	0.00	URE,EDGARD DE SOUZA-SANTANA DO PARNAIBA SP

ANEXO D

Resistência ao cisalhamento das rochas.

O termo resistência ao cisalhamento tem sido usado com vários significados tais como:

- resistência ao cisalhamento puro
- tensão de cisalhamento necessária para ruptura de um material por um certo plano quando a tensão normal a este plano é nula.
- o diagrama de cisalhamento da mecânica dos sólidos em função da tensão normal aplicada.
- envoltória de resistência de Mohr.

De acordo com EVERLING (1964), a resistência ao cisalhamento pode ser definida como a tensão de cisalhamento na ruptura (τ_t) por um certo plano onde o esforço normal tende a zero.

$$\tau_t = \frac{T}{A}$$

sendo: T = esforço tangente ao plano que causa a ruptura.

A = área do plano ao longo do qual ocorre a ruptura.

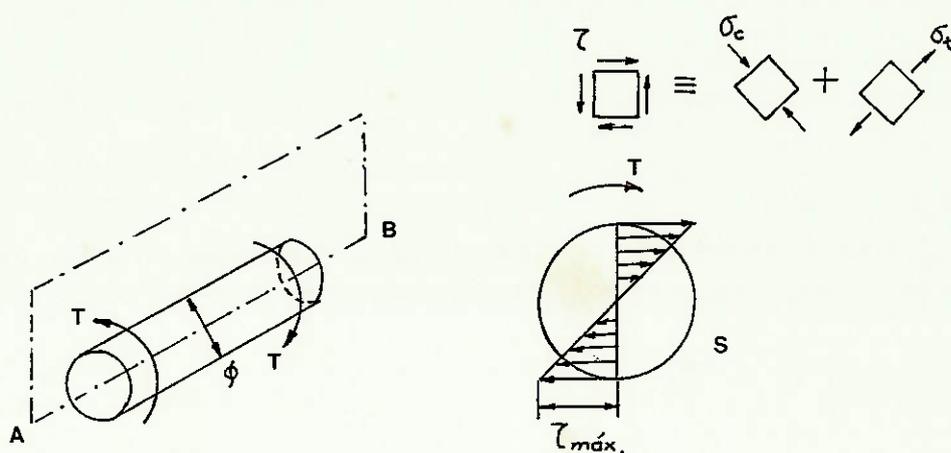
Quando realizamos um ensaio obteremos em termos práticos uma manifestação aproximada do conceito acima exposto. Por isto nos métodos de ensaio que será visto a seguir, alguns deles aproximar-se-ão mais ou menos da concepção teórica de τ_t .

1. Ensaio de torsão

Quando submetemos um corpo de prova cilíndrico de diâmetro (ϕ) a um momento de torsão T como na figura 1 a mesma tensão de cisalhamento é dada pela Teoria da Elasticidade e vale:

$$\tau_{\max.} = \frac{16 T}{\pi \phi^3}$$

Figura 1

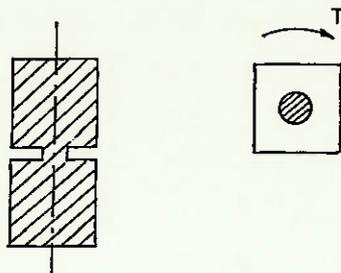


De acordo a solução de Saint-Venant para torção uniforme cada ponto da seção S estará submetido a um estado de cisalhamento puro o qual pode ser decomposto no plano paralelo ao eixo AB num estado de compressão (σ_c) mais um estado de tração (σ_t). Observamos ainda que enquanto a direção de τ é transversal ao eixo AB as direções de σ_c e σ_t fazem com AB um ângulo de 45° . Para um material com resistência ao cisalhamento bem maior que resistência à tração como é o caso das rochas, a superfície de ruptura na torção será helicoidal, admitindo-se a isotropia do material. Conclui-se portanto que a ruptura no ensaio de torção deste tipo dá-se na realidade por tração.

Como a tensão de cisalhamento máxima ocorre junto à superfície externa do cilindro, esta não deve conter irregularidades e ou fraturas, pois isto concorreria para concentrações de tensões nocivas à qualidade dos resultados.

No sentido de garantir a ruptura por cisalhamento no ensaio de torção, PROTODYAKONOV (1969) propõe que o corpo de prova seja do tipo da Figura 2 onde se admite que embora a resistência à tração da rocha seja pequena a ruptura dá-se por cisalhamento.

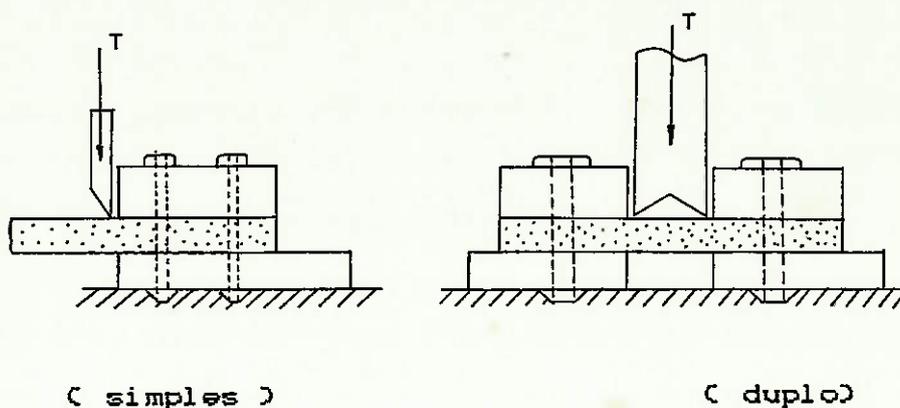
Figura 2



2. Ensaio de cisalhamento puro

O esquema de carregamento é indicado nas figuras abaixo:

Figura 3



As principais críticas a estes métodos são:

- a. Concentração de tensões causada pelo puncionamento da ferramenta de corte
- b. O corpo de prova estará também submetido a esforços de flexão.
- c. As tensões de cisalhamento não são uniformes ao longo da área cisalhada.

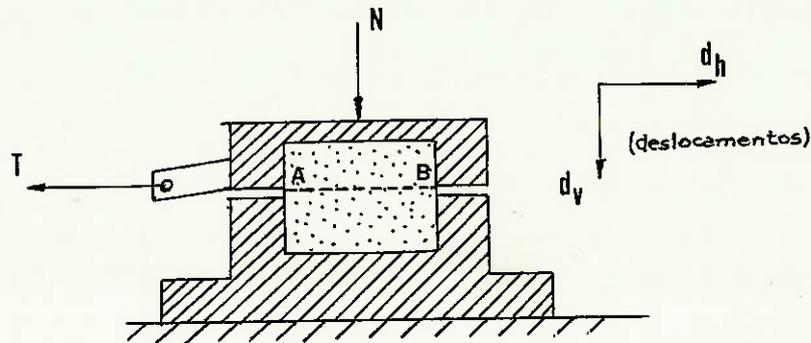
3. Ensaios de cisalhamento sob compressão

Os métodos anteriormente citados, temos o inconveniente do aparecimento de tensões de tração. Será visto a seguir alguns tipos de ensaios onde no plano de cisalhamento temos tensões de compressão que podem ser calculadas, eliminando-se assim a indeterminação das tensões de tração dos ensaios anteriores.

3.1 Ensaio de cisalhamento simples

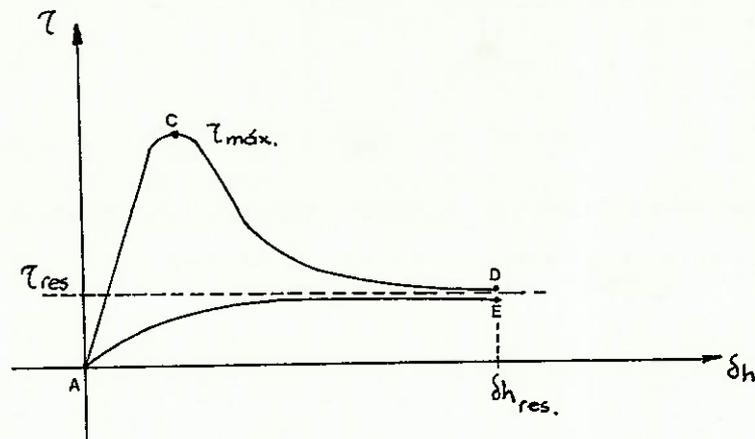
O esquema de carregamento é indicado na figura abaixo:

Figura 4



O plano de ruptura AB é imposto, sendo as tensões nestes planos determinadas. Mantendo-se T aplicado poderemos obter do gráfico abaixo $\tau_{\text{máx.}}$ e τ_{residual} (τ_{res})

Figura 5

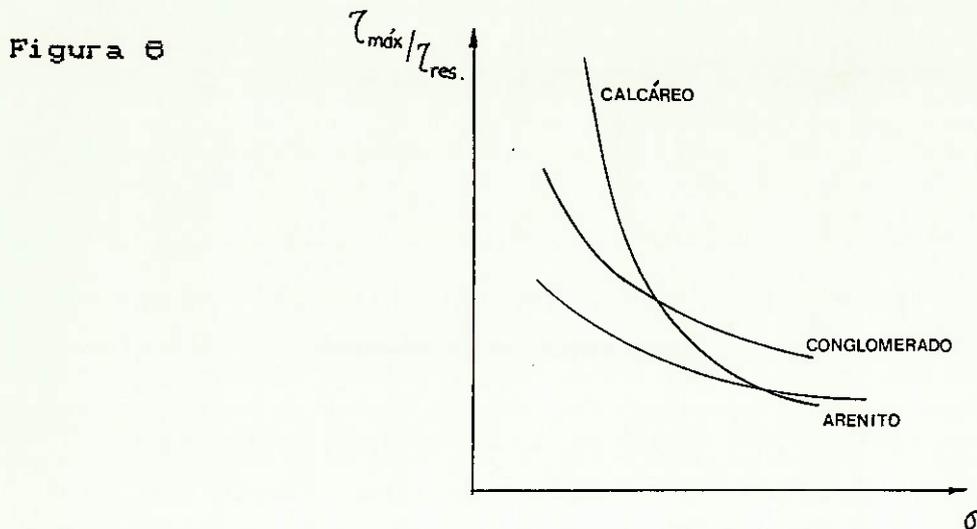


Na prática a obtenção de τ_{res} é muito difícil devido a seguintes razões:

- Pelo ramo CD, segundo o critério de Drucker, o material torna-se instável e somente uma máquina de rigidez muito grande permitiria a obtenção deste trecho da curva.
- Pelo ramo AE o deslocamento residual δh_{res} necessário a se ter τ constante é compatível com o equipamento do ensaio.

Dados experimentais sugerem também que o δh_{res} aumenta a medida que temos rochas mais resistentes.

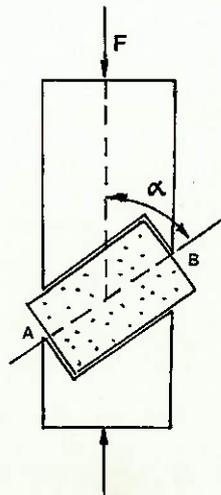
Com a finalidade de ilustração indicamos na figura abaixo a relação τ_{max} / τ_{res} em função da tensão normal σ para alguns tipos de rocha.



3.2 Cisalhamento simples segundo cunha de PROTODYAKONOV

O esquema de carregamento do corpo de prova é indicado na figura 7 e 7a:

Figura 6



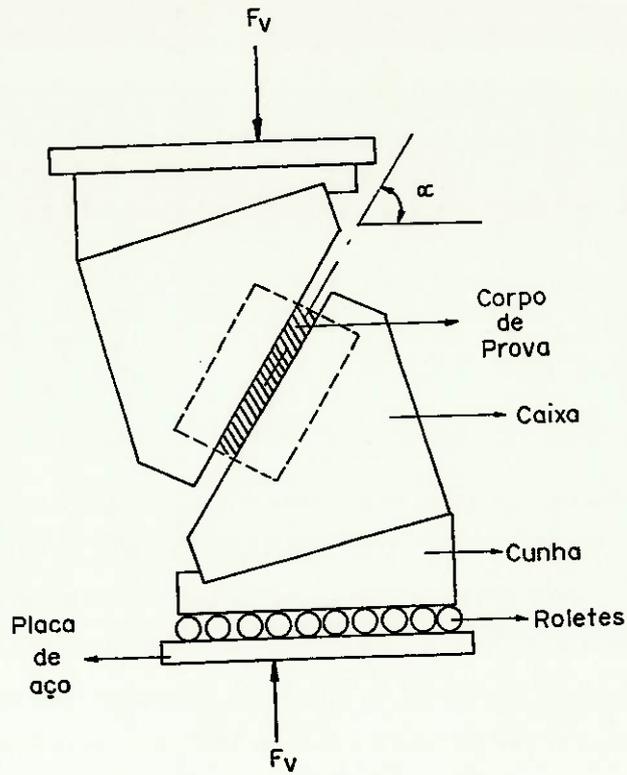


Figura 7a - Dispositivo utilizado para o ensaio de cisalhamento
Método Protodyakonov

Para cada angulo de α teremos no diagrama de Mohr um ponto (σ, τ_{rup}) . Sendo assim variando α teremos a possibilidade de traçarmos uma envoltória do tipo da figura 8:

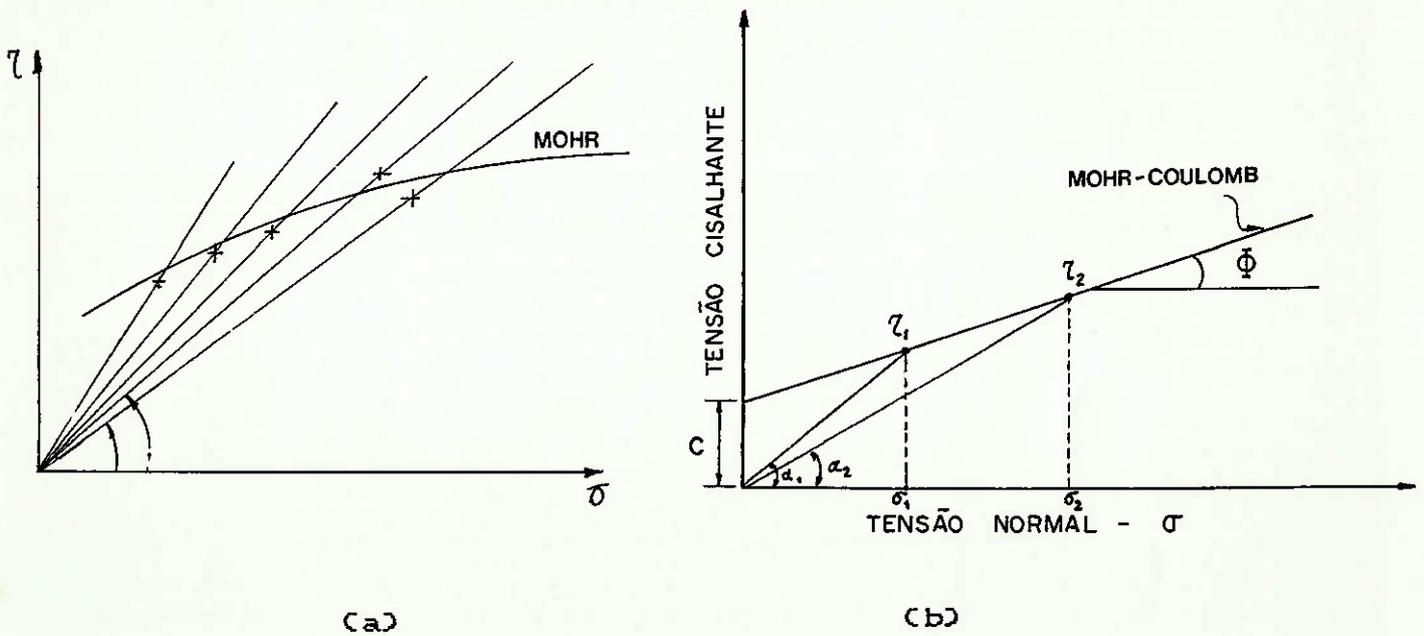


Figura 8

Para a envoltória linear de Mohr-Coulomb podemos caracterizar a resistência ao cisalhamento através da coesão c e do ângulo de atrito φ :

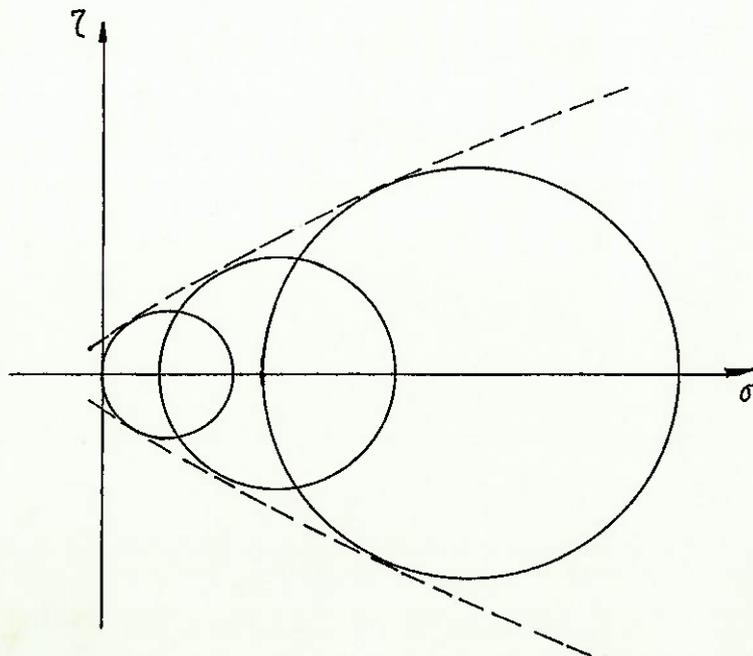
$$c = \frac{q_1 q_2 \sin(\alpha_2 - \alpha_1)}{q_2 \sin\alpha_2 - q_1 \sin\alpha_1} \quad \tan \varphi = \frac{q_2 \cos\alpha_2 - q_1 \cos\alpha_1}{q_2 \sin\alpha_2 - q_1 \sin\alpha_1}$$

Da análise da figura 7a vemos que para valores pequenos de α tendemos a um ensaio de cisalhamento puro onde os fenômenos de flexão e puncionamento invalidam os resultados. Para α grande o ensaio tende a uma compressão simples onde a ruptura não se dará mais pela seção AB deixando portanto indeterminado o valor de σ . Embora dependa do tipo de material, resultados satisfatórios têm sido obtidos para α variando de 30° a 60° .

3.3 Ensaio triaxial

Neste método as tensões de cisalhamento não são produzidas por uma força tangencial como nos outros ensaios e sim por tensões principais de compressão. Sendo assim as tensões τ dependem das tensões principais, sendo que o plano onde τ é máximo forma 45° com o plano onde atua a tensão principal maior τ_1 .

Figura 9

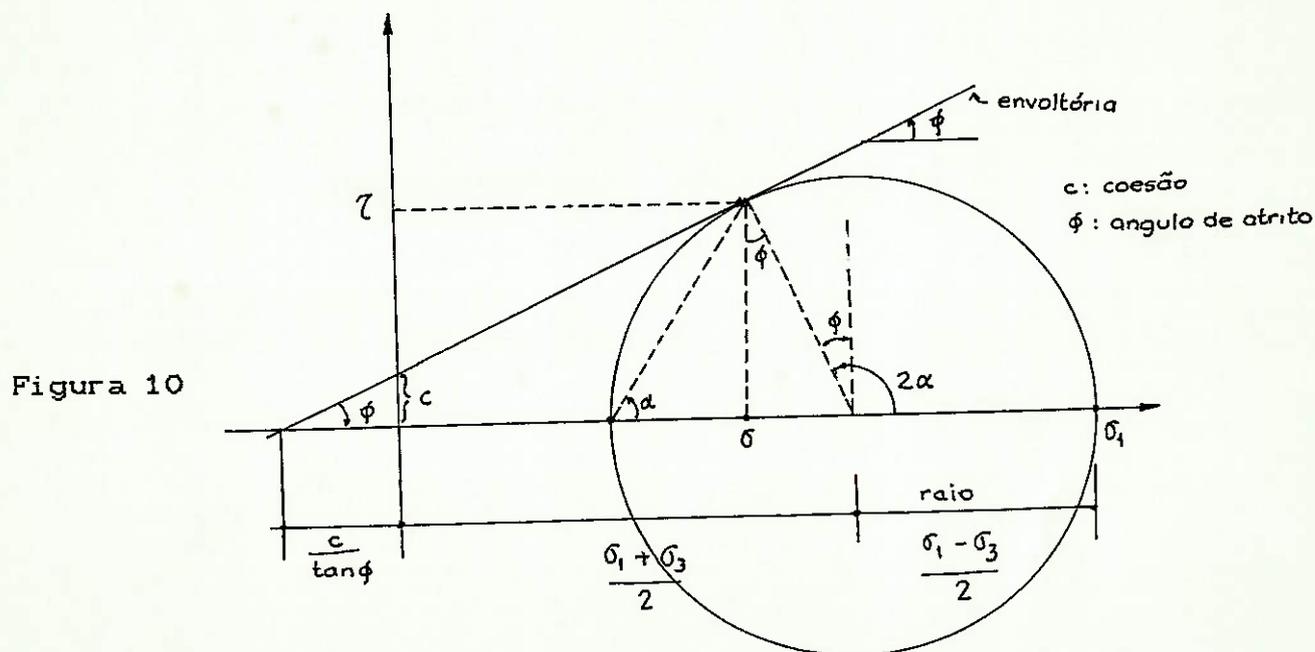


O método consiste em se determinar qual a tensão σ_1 na ruptura para diferentes tensões confinantes σ_3 . A cada par (σ_1, σ_3) na ruptura corresponde a um círculo de Mohr, que lançado num diagrama de Mohr fornecem a envoltória pela tangente comum aos círculos traçados.

Embora o ensaio triaxial exija um equipamento mais sofisticado e um tempo maior de execução trata-se no entanto da melhor e mais precisa maneira de se obter a resistência ao cisalhamento das rochas.

Em laboratório o traçado da envoltória se faz sem o traçado dos círculos de Mohr correspondentes, utilizando o processo seguido pela ISRM que será visto a seguir.

Seja um material cuja envoltória seja linearizada (Envoltória de Mohr-Coulomb) como da figura 10.



- . A ruptura ocorre segundo o ângulo teórico α , sendo assim:

$$2\alpha - \phi = 90^\circ \rightarrow \alpha = 45 + \phi/2$$
- . Para o estado de ruptura σ_1, σ_3 podemos algebricamente

obter:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{1 + \sin\phi}{1 - \cos\phi} = 2c \frac{\cos\phi}{1 - \sin\phi}$$

$$\text{como: } \frac{1 + \sin\phi}{1 - \cos\phi} = \tan^2(45 + \phi/2) = \tan^2\alpha$$

$$\frac{\cos\phi}{1 - \sin\phi} = \tan(45 + \phi/2) = \tan\alpha \quad \text{temos:}$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2\alpha + 2c \tan\alpha \quad (I)$$

Em laboratório o que fazemos é lançar os vários pares σ_1, σ_3 de ruptura num gráfico de maneira a obtermos por regressão estatística a curva $\sigma_1 = f(\sigma_3)$. Podem ocorrer duas situações:

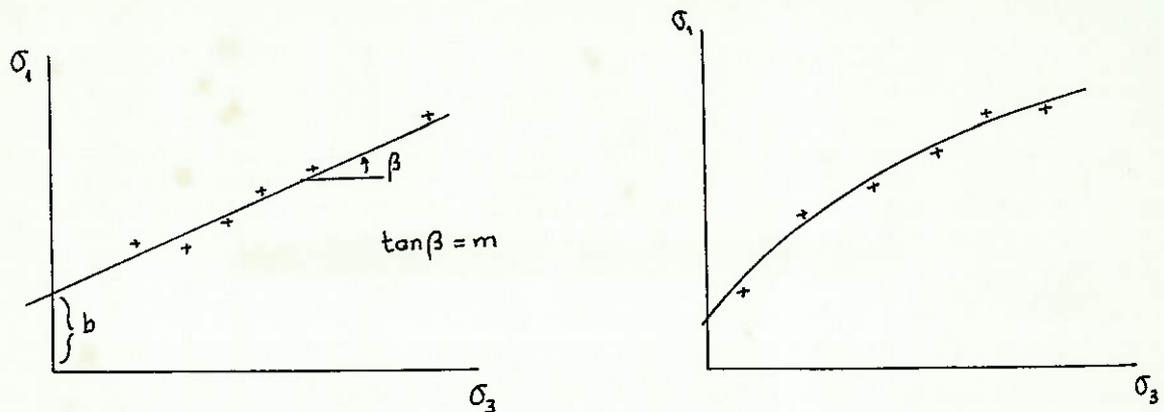


Figura 11 (a) regressão linear (b) regressão exponencial

Se a curva ajustada for linear podemos escrever:

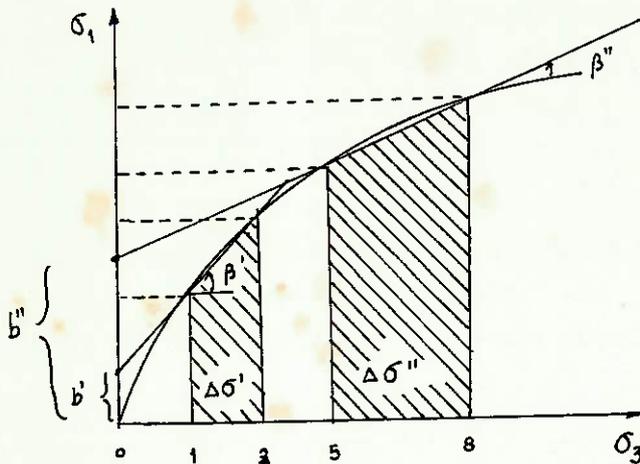
$$\sigma_1 = m \cdot \sigma_3 + b$$

Que comparada com a expressão (I) permite obter a coesão c e o ângulo de atrito ϕ do seguinte modo:

$$m = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} \quad \rightarrow \quad \phi = \arcsin \frac{m - 1}{m + 1}$$

$$e \quad c = \frac{b}{2} \cdot \frac{1 - \sin \phi}{\cos \phi}$$

No caso de uma curva exponencial significa que a envoltória é do tipo Mohr e não Mohr-Coulomb e sendo assim a envoltória é traçada através dos círculos de Mohr, podendo neste caso para cada faixa de tensões linearizar a envoltória e aplicarmos o critério anterior como no exemplo da Figura 12. Teremos neste caso vários valores de c e ϕ , um para cada intervalo de tensões estudado.



$$\text{para: } \Delta \sigma = \frac{1}{\sigma^3} \rightarrow b' \text{ e } \beta'$$

$$\text{e } \therefore c' \text{ e } \phi'$$

$$\text{para: } \Delta \sigma'' = \frac{5}{\sigma^8} \rightarrow b'' \text{ e } \beta''$$

$$\text{e } \therefore c'' \text{ e } \phi''$$

Figura 12

4. Comentários e conclusões

(a) Ensaio de Torsão:

Como as rochas apresentam normalmente uma resistência ao cisalhamento maior que a resistência à tração, a ruptura nestes ensaios dá-se por tração. Para se minimizar este problema, a utilização do corpo de prova com o esquema proposto por PROTODIAKONOV é aconselhável. A determinação da resistência ao cisalhamento em amostras homogêneas de granulação fina pelo ensaio de tração produz resultados muito próximos do ensaio triaxial, principalmente devido ao estado uniforme de tensão induzido.

(b) Ensaio de cisalhamento puro

Nestes ensaios além das tensões de tração que não são conhecidas, podemos também ter fenômenos de flexão e a concentração de tensões causada pelo punctionamento da amostra. Este ensaio é aconselhado portanto, somente quando se deseja o caráter relativo dos valores.

(c) Ensaio de cisalhamento simples e Protodyakonov

São ensaios simples relativamente baratos e portanto muito utilizados. Como nestes ensaios o plano de ruptura está pre-determinado os valores obtidos para poucos ensaios podem não ser representativos. Por isso estes ensaios são quase sempre aplicados em materiais sem descontinuidades aparentes, que devido a forma irregular pode invalidar os resultados.

(d) Ensaio triaxial

De todos os ensaios citados este ensaio é o de melhor representatividade de resultados e o que melhor caracteriza a resistência ao cisalhamento das rochas. Embora seja um ensaio mais dispendioso a representatividade implica também num número menor de ensaios.