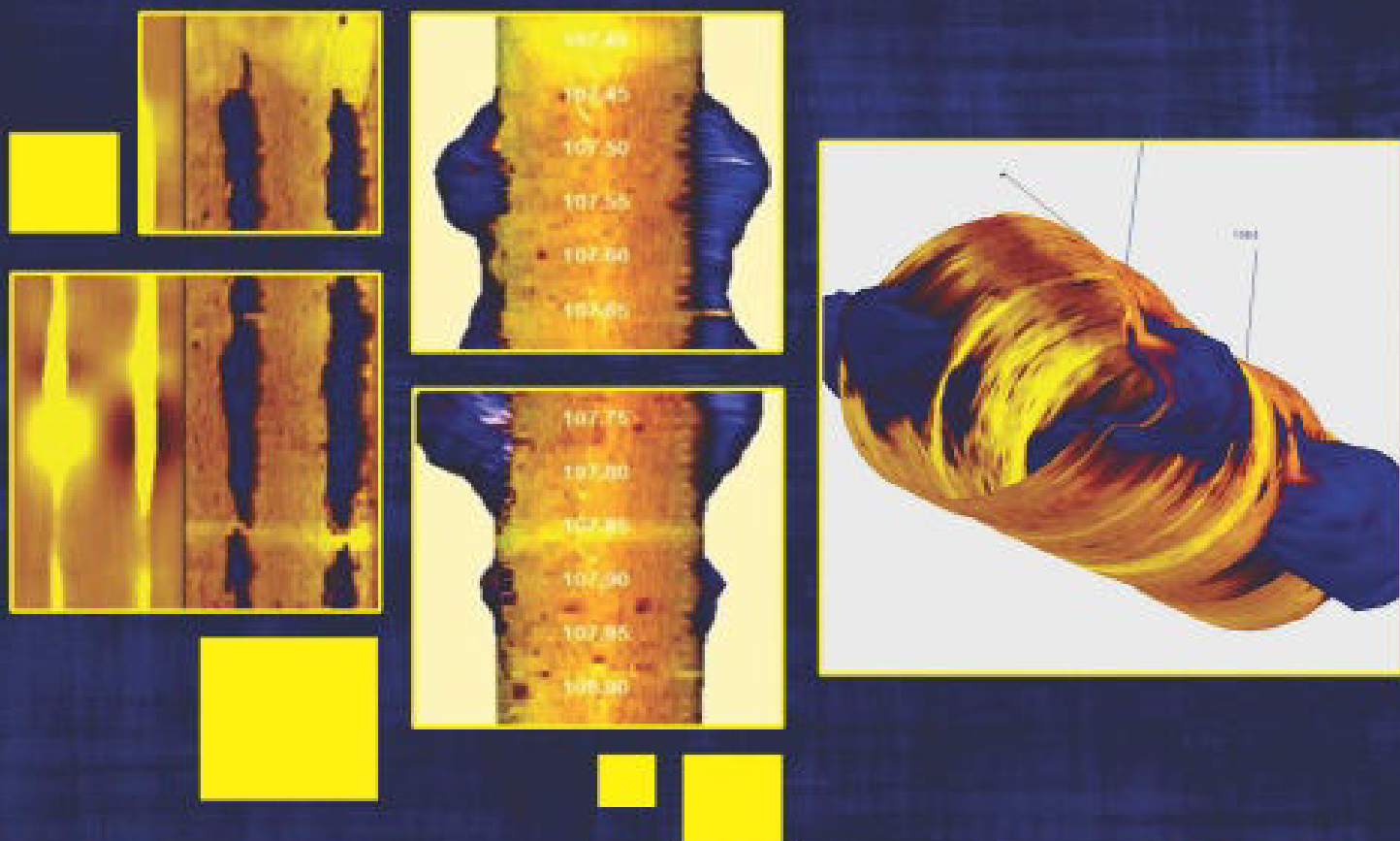


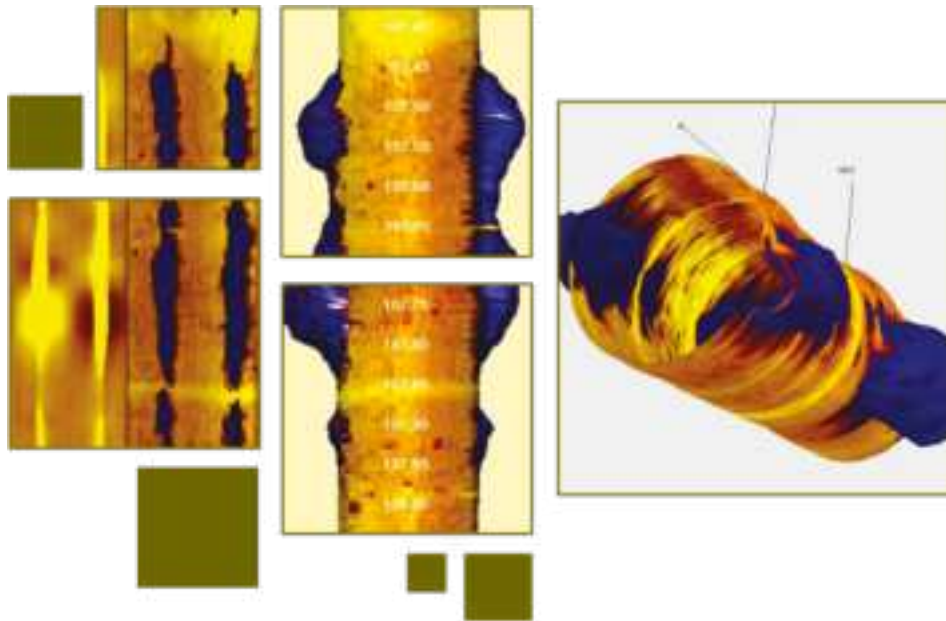
JOÃO LUIZ ARMELIN
ALESSANDRO JÉSUS GUIMARÃES

CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE **TENSÕES *IN SITU*** E A **APLICAÇÃO DE *BREAKOUTS*** EM SUA DETERMINAÇÃO



JOÃO LUIZ ARMELIN
ALESSANDRO JÉSUS GUIMARÃES

CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE **TENSÕES *IN SITU*** E A **APLICAÇÃO DE *BREAKOUTS*** EM SUA DETERMINAÇÃO



ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA
DE ENGENHARIA E AMBIENTAL

São Paulo, 2023

2023, Associação Brasileira de Geologia de Engenharia - ABGE

Av. Professor Almeida Prado, 532 - Prédio 36 - 2º andar

Cidade Universitária - São Paulo - SP - CEP: 05508-901

Impresso no Brasil

Autores

João Luiz Armelin e

Alessandro Jésus Guimarães

Projeto Gráfico, Diagramação e Capa

Rita Motta - Editora Tribo da Ilha

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP) **(Câmara Brasileira do Livro, SP, Brasil)**

Armelin, João Luiz

Considerações gerais sobre tensões In Situ e
a aplicação de breakouts em sua determinação /
João Luiz Armelin, Alessandro Jésus Guimarães. --
São Paulo : ABGE, 2022.

Bibliografia

ISBN 978-65-88460-08-5

1. Deformações e tensões - Tensões in situ
2. Engenharia geotécnica - breakouts 3. Mecânica
de rochas I. Guimarães, Alessandro Jésus.
- II. Título.

22-122185

CDD-624.15136

Índices para catálogo sistemático:

1. Engenharia geotécnica 624.15136

Aline Grazielle Benitez - Bibliotecária - CRB-1/3129

A ABGE, os autores, integrantes de equipe, revisores e o editor não possuem responsabilidade de qualquer natureza por eventuais danos ou perdas a pessoas ou bens originados do uso desta publicação.

Todos os direitos reservados à ABGE

AGRADECIMENTOS

Esta publicação não seria possível se uma série de decisões não tivessem sido tomadas no ano de 2016. O caminho percorrido que nos traz até aqui, precisa de justa homenagem ao Sr. Tarcísio Pinheiro, Diretor da REDE ENGENHARIA S/A que, à época aceitou o desafio de executar os trabalhos que foram contratados e aos diretores da GEOSOL GEOLOGIA E SONDAgens S/A, Sr. João Luiz Nogueira de Carvalho, Diretor Presidente, Sr. Dalmo Pereira, Diretor Vice-Presidente e o Sr. Reinaldo Teles, Diretor de Operações de Sondagens que, prontamente, abraçaram o projeto e realizaram os investimentos necessários para que os ensaios de Fraturamento Hidráulico (FH) em grandes profundidades pudessem continuar sendo executados no mercado nacional. Ao Professor Rodrigo Peluci Figueiredo pela orientação na dissertação de mestrado que inspirou parte importante do conteúdo desta publicação e ao Dr Fábio Soares Magalhães co-orientador que contribuiu de maneira importante nas revisões de texto, durante a elaboração do livro. Por fim, ao Diretor Presidente da Fundação Victor Dequeshe (FVD), o Sr. Antonio De Padua Vieira Chaves que, de forma hábil e com tenacidade, juntando-se ao grupo do Sr. Delfino Gambetti, Diretor Presidente da Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental (ABGE), não poupou esforços para que este livro fosse publicado.



DIRETORIA ABGE GESTÃO 2021/2022

Presidente: Delfino Luiz Gouveia Gambetti
Vice Presidente: Fernando Facciolla Kertzman
Diretora Secretária: Marcela Penha Pereira Guimarães
Diretora Financeira: Sílvia Maria Kitahara
Diretora de Comunicação: Maria Heloisa B. Oliveira Frascá
Diretor de Eventos: Otávio C. Brasil Gandolfo

Conselho Deliberativo: Ana Elisa Abreu, Delfino Luiz Gouveia Gambetti, Fábio Augusto Gomes Vieira Reis, Fernando Facciolla Kertzman, Iramir Barba Pacheco, Ivan José Delatim, João Antônio Curtis, João Paulo Monticelli, José Luiz Albuquerque Filho, José Tarcísio de Melo Pinheiro, Marcela Penha Pereira Guimarães, Maria Heloisa B. Oliveira Frascá, Otávio C. Brasil Gandolfo, Renata Augusta Rocha N. de Oliveira, Ricardo Antônio Abrahão, Ricardo Vedovello e Sílvia Maria Kitahara.

Conselho Consultivo: Adalberto Aurélio Azevedo (Presidente), Carlos Manoel Nieble, Fernando Facciolla Kertzman, Fernão Paes de Barros, Jayme de Oliveira Campos, Giacomo Ré, Guido Guidicini, Kenzo Horl, João Jerônimo Monticelli, Luiz Ferreira Vaz (in memorian), Luiz Francisco Saragiotto, Maria Heloisa Barros de Oliveira Frascá, Murillo Dondici Ruiz, Nivaldo José Chiossi, Tarcísio Barreto Celestino e Wilson Shoji Yiomasa.

NÚCLEO CENTRO-OESTE

Presidente: Gabriel do Nascimento Ribeiro
Conselho Deliberativo: Bruna Maria Cruz Fernandes, Calubi Emanuel Souza Kuhn, Diogo Eduardo de Oliveira Martins, Kurt João Albrecht, Patrícia de Araújo Romão, Rodrigo Luiz Gallo Fernandes e Raphael Teixeira de Paiva Citon

NÚCLEO MINAS GERAIS

Presidente: Romildo Dias Moreira Filho
Conselho Deliberativo: Alberto Ferreira Do Amaral, Ângelo Almeida Zenobio, Ellen Delgado Fernandes, Fábio Soares Magalhães, Frederico Nascimento Mendes Bezerra, Luís de Almeida P. Bacellar, Maria Giovana Parizzi e Yan Lucas de Oliveira Pereira Dos Santos.

NÚCLEO NORTE

Presidente: Dianne Danielle Farias Fonseca
Conselho Deliberativo: Claudio Fabian Szlafsztajn, Elton Rodrigo de Andretta, Iris Celeste Nascimento Bandeira, José Sidney Barros, Milena Marília Nogueira de Andrade e Sheila Gatinho Teixeira.

NÚCLEO RIO DE JANEIRO E ESPÍRITO SANTO

Presidente: Marcela Tuler Castelo Branco
Conselho Deliberativo: Aline Pimentel da Silva, Altair Carrasco de Souza, Ana Caroline Duarte Dutra, Analice Ramos Pereira Gomes, Cristiane Tinoco dos Santos, Giovanna Tristão Rodrigues da Cunha, Nelson Meirim Coutinho, Thiago Dutra Dos Santos e Raquel Batista Medeiros da Fonseca.

NÚCLEO SUL

Presidente: Erik Wunder
Conselho Deliberativo: Adelir José Strieder, Andrea Valli Nummer, Adriana Ahrendt Talamini, Cezar Augusto Burkert Bastos, Débora Lamberty, Karina Retzlaff Camargo, Malva Andrea Mancuso e Mariano Badalotti Smaniotto.

SECRETARIA ABGE

Gerente Executiva: Luciana Marques
Av. Prof. Almeida Prado, 532 | Prédio 36 | Cidade Universitária | São Paulo - SP
Fones: (11) 3767-4361 | (11) 3719-0661
E-mail: abge@abge.org.br | Site: abge.org.br

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIACÕES

a	Raio do furo de sondagem
b	Ângulo de atrito em função de σ_1 e σ_3
C	coesão da rocha
c_θ	Constante
cr	Constante
D	Diâmetro externo do cilindro vazado de rocha no interior da câmara biaxial
d	Diâmetro interno do cilindro vazado de rocha no interior da câmara biaxial
E'	Coeficiente de young da rocha
E	Módulo de Young ou de elasticidade
E, E'	Módulos de elasticidade para meios transversalmente isotrópicos
E_h	Módulo de deformabilidade médio da crosta superior medido na direção horizontal
E_m	Módulo de deformabilidade médio
$E_{m\acute{a}x}$	Módulo de deformabilidade máximo
$E_{m\acute{i}n}$	Módulo de deformabilidade mínimo
FH	Fraturamento hidráulico
ΔL	Diferença de deformação da rocha

Δr	Variação do ângulo do raio de ruptura do arco de rocha no <i>breakout</i>
ΔP	Diferença de pressão de fluido dentro do furo
$\frac{\Delta \theta}{2}$	Variação do ângulo de ruptura do arco de rocha no <i>breakout</i>
g	Aceleração da gravidade
G, G'	Módulos de distorção ou de cisalhamento para meios transversalmente isotrópicos
GPa	Gigapascal
k	Constante
k	Relação entre σ_h / σ_z
kPa	Quilopascal
KH	Coeficiente K (relação σ_H / σ_V)
Kh	Coeficiente K (relação σ_h / σ_V)
L	Deformação da rocha
MAD	Módulo de Aquisição de Dados.
MPa	Megapascal
NA	Nível D'água
p_i	Pressão interna de fluido no furo de sondagem
p	Pressão aplicada no interior da câmara biaxial
P_c	Pressão de fraturamento (<i>breakdown pressure</i>)
P_r	Pressão de reabertura da fratura (<i>fracture reopening</i>)

	<i>pressure</i>)
P_s	Pressão de fechamento da fratura (<i>shut in pressure</i>).
r_b	Máxima distância do <i>breakout</i> do centro do furo de sondagem
R	Raio do furo de sondagem
T	Resistência à tração da rocha
u	Poropressão
U	Energia de deformação
U_{tot}	Energia total liberada
X, Y, Z	Sistema de eixos coordenados global
x, y, z	Sistema de eixos coordenados local
z	Profundidade de ocorrência do <i>breakout</i>
W	Trabalho executado sobre o arco de rocha
β	Ângulo da horizontal com o plano de fratura
ϵ_{45}	Deformações específicas medidas a 45º com o eixo do cilindro de rocha
ϵ_{ax}	Deformações específicas medidas segundo o eixo do cilindro de rocha
ϵ_{cir}	Deformações específicas medidas tangencialmente no cilindro de rocha
ϵ_{zi}	Deformações longitudinais medidas na roseta i no interior da câmara biaxial.
$\epsilon_{\theta i}$	Deformações tangenciais medidas na roseta i no interior

	da câmara biaxial
θ	Coordenada angular
θ_b	Coordenada angular início do <i>breakout</i>
μ	Coeficiente de atrito da rocha
ν	Coeficiente de Poisson
ν, ν'	Coeficientes de Poisson para meios transversalmente isotrópicos
$\nu_{12}, \nu_{13}, \nu_{21}, \nu_{23}, \nu_{31}, \nu_{32}$	Coeficientes de Poisson para meios ortotrópicos
ρ	Espessura do arco de rocha
σ	Tensão
σ	Tensão no ponto.
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Tensões principais máxima, média e mínima, autovalores
σ_{Hm}	Tensão horizontal principal média
σ_H	Tensão horizontal principal máxima
σ_h	Tensão horizontal principal mínima
$\sigma_{x0}, \sigma_{y0}, \sigma_{z0}, \tau_{yz0}, \tau_{xz0}, \tau_{xy0}$	Componentes de um campo de tensões tridimensional.
σ_V	Tensão vertical
σ_z	Tensão vertical.
$[\sigma_0]$	Matriz das tensões.
$[\sigma_0]^T$	Transposta da matriz das tensões.

$[\sigma_0]_{XYZ}$	Matriz das tensões relacionada à $[\sigma_0]$.
σ_r	Tensão radial na parede do furo.
σ_θ	Tensão tangencial na parede do furo.
$\sigma_{r\theta}$	Tensão de cisalhamento na parede do furo.
τ	Cisalhamento
τ_0	Coesão da rocha
$\tau_{r\theta}$	Cisalhamento
τ_{θ_b}	Cisalhamento no início do <i>breakout</i>
$[\tau_\sigma]$	Matriz de transformação.
Ψ	Ângulo de atrito da rocha.
ϕ	Ângulo de atrito da rocha
Υ	Gama da rocha

SUMÁRIO

[AGRADECIMENTOS](#)

[LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIACÕES](#)

[SUMÁRIO](#)

[APRESENTAÇÃO](#)

[PREFÁCIO DA ABGE](#)

[PREFÁCIO AUTORES](#)

[Ensaio de Fraturamento Hidráulico em grandes profundidades no Brasil](#)

[1. ORIGEM DAS TENSÕES NA CROSTA TERRESTRE](#)

[1.1 Mapa mundial de tensões](#)

[1.2 A terminologia das tensões](#)

[1.3 Necessidade / motivação do conhecimento das tensões *in situ*](#)

[1.4 Tensões verticais e tensões horizontais](#)

[1.5 Magnitudes \$K_H\$ e \$K_h\$](#)

[2. HIPÓTESE BÁSICA, TENSÃO VERTICAL E TENSÕES HORIZONTAIS](#)

[2.1 Relação entre as tensões verticais e horizontais com a profundidade](#)

[2.1.1 Variação da tensão vertical com a profundidade](#)

[2.1.2 Variação da tensão horizontal com a profundidade](#)

[3. TENSÕES *IN SITU* E TENSÕES INDUZIDAS NAS ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS](#)

[3.1 Fatores condicionantes da redistribuição de tensões](#)

[4. NOÇÕES SOBRE TÉCNICAS DE DETERMINAÇÃO DAS TENSÕES *IN SITU*](#)

[5. MÉTODOS HIDRÁULICOS](#)

[5.1 Método do fraturamento hidráulico](#)

[5.1.1 Método do fraturamento hidráulico em grandes profundidades](#)

[5.2 Fraturamento dilatométrico](#)

[5.3 Ensaio de pressurização em fraturas pré-existent \(HTPF\)](#)

[6. MÉTODOS DE ALÍVIO DAS TENSÕES](#)

[6.1 Classes principais dos métodos de alívio de tensões](#)

[6.1.1 Métodos de alívio em furos de sondagens](#)

[6.1.2 Métodos de alívio em grandes volumes rochas](#)

[6.1.3 Método de alívio de tensões em superfícies](#)

[6.1.3.1 Método de alívio de tensões em furos de sondagens](#)

[7. MÉTODO DO CANCELAMENTO DAS DEFORMAÇÕES/DESLOCAMENTO MÉTODO DAS ALMOFADAS](#)

8. MÉTODO DA RECUPERAÇÃO DAS DEFORMAÇÕES

9. MÉTODO DAS ANÁLISES DE INSTABILIDADES EM PAREDES DE FUROS

9.1 Breakouts

10. OUTROS MÉTODOS

10.1 Análise de estrias de falhas

10.1 Análise de mecanismos focais

10.3 Métodos indiretos

11. INCLUSÕES EM MATERIAIS COM COMPORTAMENTO DEPENDENTE DO TEMPO

12. MEDIÇÕES DE TENSÕES RESIDUAIS

13. MEDIÇÕES DE TENSÕES RESIDUAIS

14. ACURÁCIA E INCERTEZAS NAS MEDIÇÕES PARA AS DETERMINAÇÕES DE TENSÕES *IN SITU*

14.1 Incertezas naturais, intrínsecas e inerentes

14.2 Incertezas relacionadas com as medições

14.3 Incertezas relacionadas com a análise dos dados

14.4 Entendendo e reduzindo as incertezas

14.5 Incertezas esperadas

15. QUALIDADE DAS DETERMINAÇÕES DE TENSÕES *IN SITU*

16. O EMPREGO DE BREAKOUTS NO CÁLCULO DAS TENSÕES *IN SITU*

16.1 Um breve histórico sobre *breakouts*

16.2 Modelo de microfissuramento para a formação do *breakout*

16.3 Da energia envolvida no mecanismo de ruptura do *breakout*

16.4 Solução analítica para o cálculo da magnitude das tensões horizontais principais K_h e K_h a partir do *breakout*

16.4.1 Solução analítica de Guimarães & Figueiredo (2019)

17. SOLUÇÃO ANALÍTICA DE GUIMARÃES & FIGUEIREDO (2019): EXEMPLO COMENTADO

17.1 Problema comentado

17.1.1 Solução do problema

REFERÊNCIAS

APRESENTAÇÃO

O tema Tensões *In Situ* é muito importante na abordagem dos problemas que envolvem as escavações de maciços rochosos para as diferentes finalidades da engenharia e a geologia de engenharia de modo geral. Os profissionais sempre estão se deparando com situações de risco sobretudo nas escavações subterrâneas onde explosões de rochas (*rockburst*), queda de chocós (queda de bloco das laterais e teto das escavações subterrâneas), rupturas de pilares e galerias, deformação do assoalho das minas, etc. estão presentes. Além disso, a responsabilidade para com as escavações de uso civil (túneis e galerias, obras de metrô, etc.) exigem que os profissionais ofereçam as garantias necessárias para tornar o uso dessas estruturas, por parte da população, seguras e confiáveis.

O campo de tensões presente nas rochas tem relação direta com os problemas citados acima e, claro, o seu estudo estará diretamente relacionado para garantir as soluções destes. Cabe, portanto, encontrar formas para se obter os valores das tensões envolvidas nestes empreendimentos assim como a sua direção, oferecendo um resultado que retorne como resposta o tensor completo. Essa publicação apresenta um apanhado dos trabalhos de vários estudiosos do assunto e busca dar uma visão geral acerca do assunto para auxiliar os profissionais que atuam nestes ramos da engenharia e da geologia de engenharia.

Inicia-se com uma discussão sobre a origem das tensões, a sua distribuição no globo e a questão da terminologia que deve ser adotada. Em seguida, discorre sobre a necessidade do entendimento das tensões e a sua importância na maneira como devemos abordá-las, dando-lhes as condições de contorno que permitem atuar na identificação dos problemas e, se possível, nas soluções destes. Segue, discutindo o tema tensões no cenário das escavações com as implicações na sua distribuição neste meio e passa a abordar as diferentes técnicas que permitem a sua determinação observados, para a sua boa execução, os cuidados quanto à limitação de

cada metodologia proposta e as incertezas presentes. A publicação apresenta uma metodologia nova para o cálculo das tensões horizontais principais σ_H e σ_h através do uso de *breakouts*, permitindo-se assim a obtenção do tensor completo.

PREFÁCIO DA ABGE

Amigas e Amigos da ABGE, nestas duas últimas gestões nos notabilizamos, entre outras atividades, por uma produtiva linha editorial, sempre interessante e diversificada. Este livro abordando as “Tensões In Situ” vem confirmar esta tendência.

Escrito pelo amigo de longa data, João Luiz Armelin e pelo recente, e não menos querido, amigo Alessandro Jésus Guimarães, o livro traz, com profundidade, as considerações sobre as tensões in situ de empreendimentos diversos, além de discorrer sobre as origens, terminologias, magnitudes, métodos de investigação e demais tópicos, que darão às leitoras e aos leitores um entendimento significativo do assunto.

Esta publicação, já no final da nossa gestão, enseja também agradecer imensamente o trabalho, o carinho e a compreensão de todas(os) associadas (os), colaboradoras (es), e entidades parceiras, com quem convivemos nestes 4 últimos turbulentos anos , e que graças a essas pessoas, com perseverança, resignação e muito amor, conseguimos vencer os obstáculos e produzir excelentes trabalhos.

Aproveitamos, ABGE e autores, para homenagear nosso grande amigo e um dos fundadores da ABGE, Geólogo Fernão Paes de Barros falecido em 11/08/2021 a quem devemos eterna gratidão por fazer da nossa Associação o que ela é hoje, representando com muita competência os profissionais que atuam na geologia de engenharia e ambiental, permitindo que propaguemos o conhecimento técnico-científico para todas (os) profissionais e estudantes das áreas afins da nossa Associação.

Boa leitura e aproveitem este maravilhoso trabalho.

Delfino L. G. Gambetti

Presidente ABGE

PREFÁCIO AUTORES

Ensaio de Fraturamento Hidráulico em grandes profundidades no Brasil

O conhecimento do estado de tensões naturais em maciços rochosos é um fator de grande importância para a mecânica das rochas por estimar a redistribuição e magnitudes dos esforços que possam ultrapassar a resistência do maciço e levar à sua ruptura, pela indução de deformações excessivas.

As tensões locais, que interessam diretamente às obras de engenharia, representam resultados de reorientação e/ou reajustes das tensões regionais às características internas dos maciços, do traçado da fisiografia e da carga litostática.

A principal fonte de dados de tensões em projetos de engenharia é a determinação *in situ*. O ISRM-*International Society of Rock Mechanics* (Zangh & Stephansson, 2010 – *Suggested Methods for Rock Stress Estimation-Part 5: Establishing a Model for the In Situ Stress at a Given Site*) sugere o refinamento do conhecimento das tensões até a elaboração do modelo final de tensões do maciço, conforme apresentado na Figura a.

O estudo se inicia com a elaboração do melhor modelo estimado de tensões (*BESM-best estimate stress model*), a partir de:

- Dados dos furos de sondagens;
- Dados dos testemunhos;
- Dados geológicos e morfológicos;
- Estimativas e determinações do mapa mundial de tensões;
- Existência de determinações de tensões em minas/obras de engenharia próximas.

Em seguida são feitos ensaios *in situ* denominado pela associação como métodos de determinações de tensões (SMM-Stress measurement methods), que podem ser divididos em métodos de campo e métodos de análises de testemunhos.

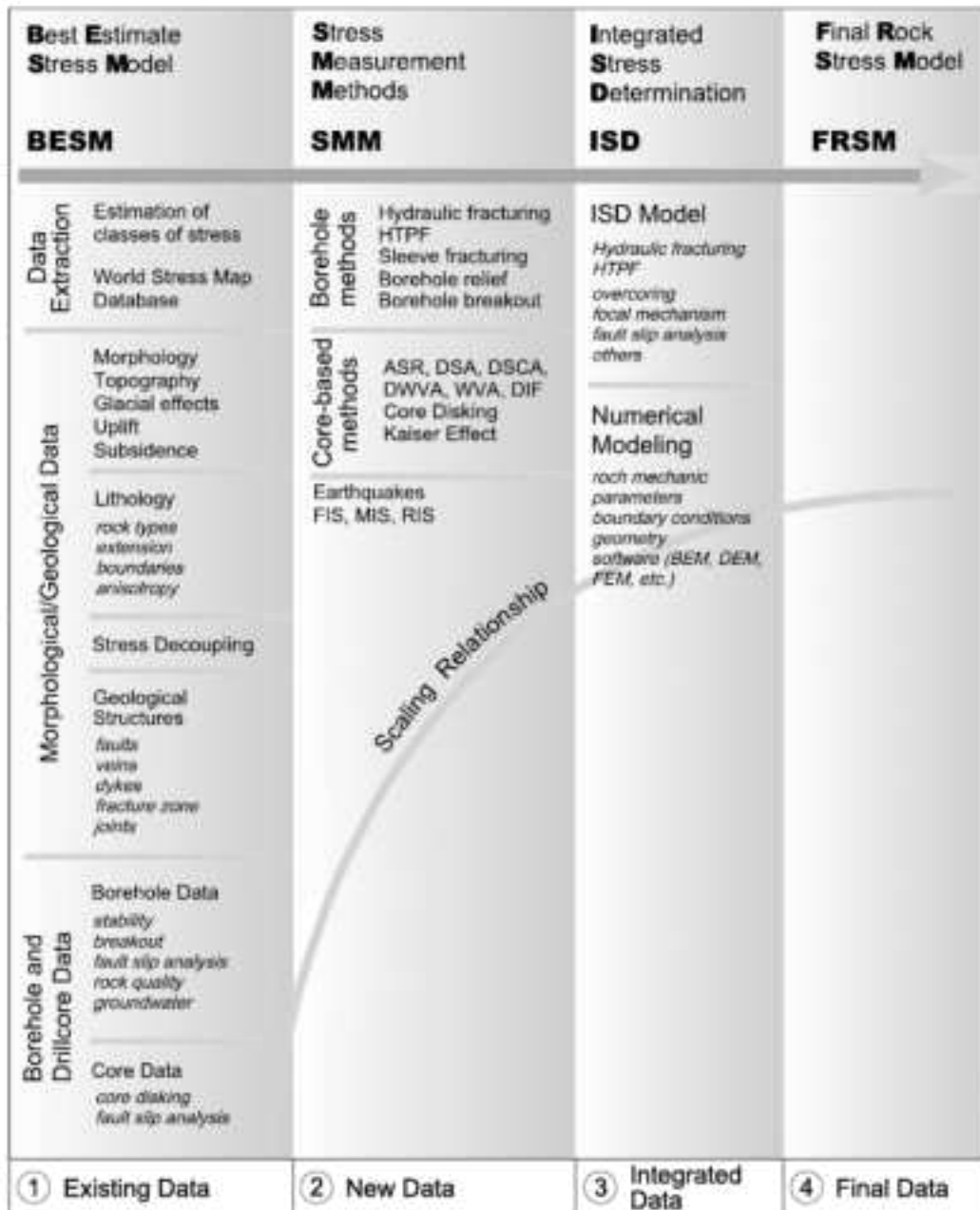


Figura a Processamento do modelo final do campo de tensões (FRSM) por combinação do melhor modelo de estimativa da tensão (BESRM).

Fonte: ISRM Suggested Methods for Rock Stress Estimation—Part 5: Establishing a Model for the In

Com os dados coletados nas fases anteriores é feita a determinação integrada das tensões (*ISD-Integrated stress determination*) utilizando-se a interpretação dos resultados de ensaios e utilização de modelos numéricos para se chegar ao modelo final de tensões (*FRSM-Final rock stress model*).

Com a crescente utilização de sofisticados programas computacionais para análises bi e tridimensionais da estabilidade de obras que envolvem escavações em rocha, o conhecimento do estado de tensões local torna-se um dado de entrada fundamental, dando mostras de que este tipo de informação será cada vez mais solicitado no País. (Magalhães 1999, Tensões Regionais e Locais: Casos no Território brasileiro e Padrão Geral. Tese apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo).

Em 2012 vinham sendo desenvolvidos no Brasil três projetos de mina subterrânea seguindo as normas e procedimentos de engenharia, sendo uma delas a definição do estado de tensões *in situ* na região do projeto. Para cada fase de maturidade do projeto são recomendados os seguintes estudos:

- **Fase de Engenharia de Fel 1 e 2 (viabilidade)** – Estimativa com (*BESM – Best Estimate Stress Model*) que são modelos definidos com os dados existentes locais/regionais: Mapeamentos geológicos, estruturais, geotécnicos, hidrogeológico, dados regionais, sísmicas, dados de sondagens (*disking and fault slip analysis*), etc;
- **Engenharia de Fel 3 (engenharia básica)** – Com Modelos de tensões *in situ* final (*FRSM – Final Rock Stress Model*) a partir de ensaios realizados no campo tais como: *Overcoring*, fraturamento hidráulico em furos de sondas profundos, *acoustic emission stress tests*; *borehole deformation*, Abertura de fraturas etc.

Os principais ensaios de campo são:

- Fraturamento hidráulico (*hydraulic fracturing*);
- Sobrefuração (*overcoring*);
- Emissão Acústica (*AE acoustic emission – stress tests*);
- *borehole breakout review*
- *borehole deformation calculation*

Neste período não havia empresas nacionais capazes de realizar ensaios em grandes profundidades superiores a 300 m. Assim foram necessárias contratações de empresas (nacionais e internacionais) para realização dos ensaios onde teve como vencedora a empresa *Golder Associated* (Canadá) em 2014. Contudo, no início dos trabalhos, houve dificuldades contratuais que resultou no cancelamento deste contrato.

Em 2016, com o desenvolvimento de uma mina subterrânea profunda, na região norte do Brasil, os trabalhos foram retomados com a intensão de executar os ensaios de fraturamento hidráulico para a determinação do estado de tensões *in situ*, sendo fortemente indicado devido aos seguintes fatos:

- Qualidade dos estudos conforme normas para a Engenharia Fel 2;
- Tectônica regional ativa da Falha Canaã;
- Evidências do fenômeno de empastilhamento (*discing*) nos testemunhos de sondagens da mina em estudo que é indicativa de altos valores na relação de tensões (k) da ordem de 3 a 10 (horizontal/vertical);
- Eventos sísmicos na cava da mina;
- E por se tratar de um projeto de uma mina subterrânea profunda (700m);

Devido às dificuldades da contratação de empresas internacionais foi necessário desenvolver junto com uma empresa nacional a realização dos ensaios de fraturamento hidráulico, em grandes profundidades (3 furos de 800 m em diâmetro NQ) com o apoio de consultores e empresas de geotécnica nacionais e internacionais. Assim, fizeram partes deste desenvolvimento as seguintes empresas e profissionais:

- **SRK**
 - Dr. Jarek Jakubec – Consultor;
- **Furnas Centrais Elétricas S/A**
 - Dr. João Luiz Armelin – Consultor;
 - Ensaios em laboratório e operação para a execução dos ensaios de fraturamento hidráulico.
- **UFOP**
 - Dr. Rodrigo Peluci Figueiredo – Consultor / Professor da Universidade de Ouro Preto -MG .
- **VOGBR**
 - Dr. Fábio Soares Magalhães – Consultor
- **Rede engenharia e Sondagens S/A** – Sondagens e o *packer test* com mangueiras de alta pressão e demais equipamentos para a realização dos ensaios de FH, etc.
 - José Tarcísio de Melo Pinheiro – Diretor;
 - Delano Jorge – Engenheiro Mecânico;
 - Walter Ademir de Aguiar – Supervisor Sênior;
- **Geosol Geologia e Sondagens S/A** – Perfilagens óticas, acústicas e *caliper 03-arms* dos furos de sondagem com análise e processamento das imagens.
 - Alessandro Jésus Guimarães – Engenheiro Geólogo;
 - Jefferson Camille da Silva Chamon – Técnico de Perfilagem Especializado;
- Guilherme Tammerik – Geólogo e Geotécnico

- Antonio Euclides Jaques Marques – Engenheiro de Minas

Os ensaios foram realizados possibilitando a determinação da magnitude e direções das tensões *in situ* o que tornou viável a definição do Modelo do Estado de Tensão na região, permitindo o desenvolvimento do projeto da mina subterrânea bem como os atuais projetos de aprofundamento das cavas a céu aberto (*pushback*).

Durante os ensaios foram definidas melhorias para realizações dos ensaios:

- Especial atenção na escolha dos intervalos a serem ensaiados;
- Melhor quantificação dos ensaios a serem contratados;
- Melhor definição dos critérios de aprovação/rejeição dos ensaios realizados (erros operacionais/ imperfeições geológicas etc.);
- Melhorar a qualidade das imagens
- Avaliação das imagens em monitores de melhor qualidade visando facilitar as localizações das hidro-fraturas geradas nos ensaios;
- E montagem de uma unidade móvel para os ensaios de campo;

A realização dos 26 ensaios de fraturamentos hidráulicos no empreendimento mineral , para a definição do Modelo de Estado de tensões *in situ*, foram inéditos no Brasil para profundidades superiores a 100 m, tendo sido realizados e validados ensaios de fraturamento hidráulico em profundidades de 600 a 750 m. Um grande passo para o futuro da engenharia geotécnica no Brasil, tornando esta técnica cada vez mais viável e permitindo o melhor desenvolvimento das grandes obras de engenharia: barragens, túneis, hidroelétricas, minas subterrâneas e a céu aberto etc.

Recife , 03 de março de 2022.

Antônio Euclides Jaques Marques
Engenheiro de Minas.

1. ORIGEM DAS TENSÕES NA CROSTA TERRESTRE

O planeta Terra busca por um equilíbrio gravitacional, ou seja, por um mínimo de energia potencial livre no globo em rotação. Essa busca é constantemente perturbada pela liberação de energia interna como o calor gerado por processos radioativos e químico-físicos. Variações de temperatura e pressão e do estado e composição da matéria em profundidade influenciam a sua densidade, tanto de modo reversível como também, irreversível.

Essas variações da densidade tornam a matéria muito leve ou, muito pesada, considerando-se o local que ela ocupa num determinado tempo no globo terrestre. A progressiva liberação de energia endógena produz acumulações de energia potencial livre e condições de deformação. Essa energia livre é constantemente dispersada pelos fluxos de matéria, ascendentes ou descendentes, segundo o conceito geofísico de correntes de convecção.

Este conceito difere do conceito físico, pois neste último, os circuitos da matéria se devem às variações da densidade devido às variações térmicas locais num fluido quimicamente homogêneo e em um processo reversível.

No conceito geofísico de correntes de convecção, essas representam circuitos de matéria que se originam a partir de variações locais de densidade segundo um processo reversível ou, irreversível, devido às variações de temperatura, estado ou composição. A matéria envolvida pode estar tanto no estado fluido quanto no cristalino, e sua composição química pode variar amplamente, em diferentes partes do circuito.

Em muitos casos, os deslocamentos de massas no manto (50/80 a 2.800 km) e na crosta terrestre (0 a 50/80 km) são processos irreversíveis e estão ligados com a reação em cadeia que constitui a evolução da Terra.

Na superfície do planeta, esses deslocamentos internos de massa refletem-se na forma de movimentos diferenciais verticais, propiciando a formação de altos e baixos que são denominados undações (*undations*) (Van Bammelen, 1972).

Tomando-se como base as diferenças de extensão dessas undações, devidas aos níveis nos quais os circuitos de matéria têm lugar em profundidade, elas podem ser agrupadas em cinco classes segundo a Tabela 1.

Tabela 1 Classes de undações na superfície terrestre.

Classe	Nome da undação	Magnitude		Profundidade da massa causadora
		diâmetro	Altura	
I	Mega-undação	máx. 10.000 km	0,05 km	manto inferior (± 900 -2.900 km)
II	Geo-undação	1.000 km	5 km	astenosfera (± 100 - ± 200 km)
II	Meso-undação	100 km	10 km	parte inferior da tectonosfera (batiderme) (± 5 - ± 75 km)
IV	Undação menor	10 km	alguns km	plutonismo e dobramento da parte mediana da tectonosfera (mesoderme) (± 5 - ± 45 km)
V	Undação local	min. 1 km	0,5 km	diapirismo e dobramento da parte superior da tectonosfera (epiderme)

Fonte: Van Bemmelen, 1972, adaptada por Armelin, 2006.

As undações criam campos de energia potencial livre, um *superávit* nas elevações e um *déficit* nas depressões. Essa energia livre pode ser arrebatada por três processos principais: atividade vulcânica, espalhamento de matéria de forma dispersa pela erosão e sedimentação e espalhamento de matéria segundo um estado não disperso por processos geodinâmicos denominados tectônica gravitacional ou tectogênese.

O espalhamento de matéria pela atividade vulcânica foi mais importante durante a primeira das principais fases da evolução da Terra, quando a produção de calor pela radioatividade era máxima e a superfície anídrica era deformada por extrusões e explosões vulcânicas. Essa fase caracterizou-se pelo surgimento de uma esfera externa, com cerca de 65 km de espessura, proveniente de material satelítico e, pela formação da hidrosfera. Esta fase teve início a $4,9 \times 10^9$ anos e findou a cerca de $3,75 \times 10^9$ anos.

Durante a segunda fase da evolução, quando a hidrosfera já havia se formado, a erosão e a sedimentação se constituíram nas formas principais de aplainamento do relevo, embora a atividade vulcânica e o espalhamento de matéria por processos geodinâmicos também se fizessem presentes. Essa fase foi marcada pela transformação da esfera externa originada na fase anterior por meio do metamorfismo e fusão de sedimentos com rochas graníticas que eram então submetidas a erosões de renovação. Esses ciclos de metamorfismo e palingênese foram acompanhados por fenômenos geodinâmicos com dobramentos de sedimentos e diapirismo de magmas graníticos (Wegmann, 1930 citado por Van Bammelen, 1972). Esta fase teve início a $3,75 \times 10^9$ anos, completando-se a cerca de $0,75 \times 10^9$ anos.

Na última das fases principais da evolução da Terra, os processos geodinâmicos e tectono-gravitacionais tornaram-se dominantes, embora o vulcanismo e a erosão-sedimentação continuassem a desempenhar o seu papel na dissipação da energia potencial livre. Nessa fase destacaram-se a corrosão e incorporação da crosta siálica, formada na primeira fase, pelo magma basáltico originado no manto, numa dinâmica que perdura até os dias atuais.

Essas reações gravitacionais diferem em estilo tectônico e em extensão de acordo com a magnitude das undações. Elas variam de um deslizamento superficial de películas sedimentares não consolidadas até fluxos plásticos que envolvem todo o manto superior e a crosta ou, em

outras palavras, os processos geodinâmicos variam de uma escala local até uma escala megatectônica.

De acordo com a Tabela 1, as undações podem ser agrupadas em cinco classes de acordo com sua extensão horizontal (diâmetro) e sua altura máxima (amplitude), esta última dependendo das propriedades físicas das rochas envolvidas e da velocidade dos movimentos verticais diferenciadas. Assim, os conceitos de epirogênese, entendendo-se como tal, movimentos ascensionais mais lentos e, de orogênese, significando movimentos de soerguimento rápido, estão contidos dentro do conceito mais amplo das undações.

Na sua configuração atual a litosfera terrestre apresenta-se compartimentada segundo placas tectônicas que, em sua deriva, interagem entre si gerando esforços e deformações. De um lado são delimitadas por fossas oceânicas onde ocorrem grandes esforços de compressão e movimentações verticais, descendentes na placa que sofre subducção e ascendentes na placa que é soerguida. Do outro lado da placa existem grandes zonas de estiramento onde predominam esforços de tração.

1.1 Mapa mundial de tensões

O Mapa Mundial de Tensões (Figura 1) possibilita a visualização da distribuição das placas tectônicas e a distribuição das tensões tangenciais e é o resultado de um estudo patrocinado pelo “*International Lithospheric Project*”, que teve como objetivo a compilação, em escala mundial, dos dados disponíveis oriundos de medições, de forma a obter um panorama geral das tensões tectônicas contemporâneas (Zoback, 1992).

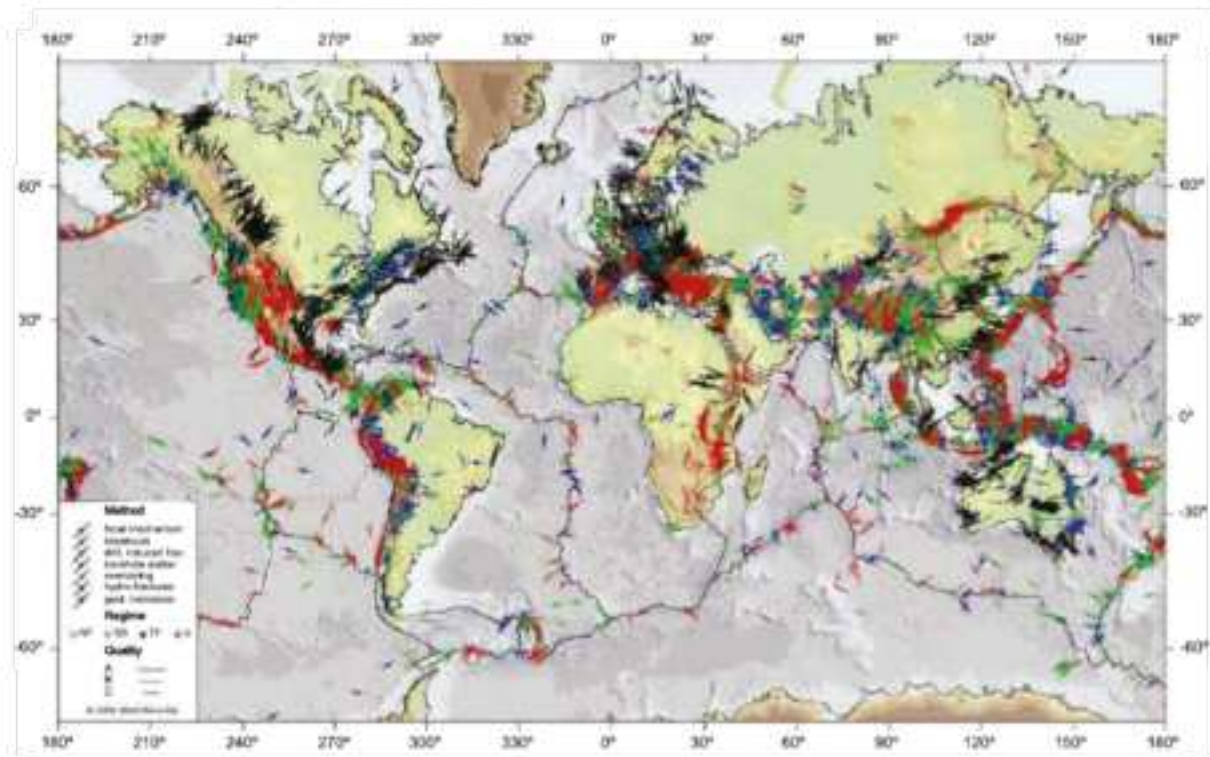


Figura 1 Mapa Mundial das Tensões (edição de 2005) exhibe as orientações da tensão de compressão horizontal máxima. O comprimento dos símbolos de tensão representa a qualidade dos dados com as linhas mais longas correspondendo à qualidade mais alta. O projeto do mapa de estresse mundial, concluído em julho de 1992, foi realizado sob os auspícios do projeto internacional da litosfera (Zoback, 1992). O WSM agora é mantido e foi estendido pelo Instituto Geofísico da Universidade de Karlsruhe como um projeto de pesquisa da Academia de Ciências e Humanidades de Heidelberg (www.world-stress-map.org).

Os dados utilizados na elaboração do Mapa Mundial de Tensões são provenientes, principalmente, do estudo de mecanismos focais de terremotos, alinhamentos vulcânicos, medidas de colapsos em paredes de furos, fraturamento induzido pela perfuração e de dados geológicos recentes como o deslizamento de falhas. Menos de cinco por cento dos dados são provenientes de determinação de tensões *in situ* executadas para implantação de obras de engenharia civil e mineração, notadamente técnicas de sobrefuração e fraturamento hidráulico. As direções das tensões, mostradas no mapa, representam a média das direções das tensões horizontais máximas, determinadas nas diversas regiões ao redor da Terra, admitindo que a direção vertical seja uma direção principal.

Na definição do Mapa Mundial de Tensões diversas simplificações foram feitas para delinear os domínios de tensões uniformes, o que significa que em trabalhos de engenharia civil e mineração o mapa deve ser usado apenas para fazer as primeiras estimativas da direção das tensões prováveis de serem encontradas em determinado local. Algumas tentativas de correlacionar essas tensões com as medidas efetuadas localmente, em geral, conduzem a dados discordantes (Hasui *et al.* 1992). Como os trabalhos de engenharia se desenvolvem a pequenas profundidades quando comparadas com a espessura da litosfera, e como o campo de tensões é afetado pela topografia, anisotropia do meio rochoso e pelas discontinuidades, necessária se faz a sua determinação para cada local de implantação de obras (Cornet, 1993 e Hoek *et al.*, 1995).

A atração gravitacional, com a sua ação centrípeta, também dá origem a um campo de tensões, as tensões gravitacionais, que são extremamente variáveis com a topografia.

As perturbações que ocorrem no geodo têm origem também em causas exógenas como a órbita lunar, que produz deformações, embora de menor magnitude se comparadas às anteriormente descritas, de cerca de 50 cm no diâmetro terrestre, afetando tanto a parte líquida quanto a parte sólida do planeta, (Friaça, 2003).

O entendimento e utilização do modelo geodinâmico anteriormente apresentado, induzindo grandes deformações numa escala de observação planetária, é tarefa que resvala para o recôndito de alguns campos da Geologia, servindo apenas como uma introdução ao estudo de efeitos que se manifestam também na escala de interesse à Engenharia. Neste ponto, necessária se faz a introdução de alguns conceitos, de forma a definir com a precisão adequada alguns termos que serão empregados no texto.

Corpo geológico é um dado volume de rocha isolado para exame, podendo ser heterogêneo ou, estatisticamente homogêneo (Maranhão, comunicação pessoal, 1979).

O domínio geológico diz respeito às dimensões do volume que interessa à observação (Maranhão, comunicação pessoal, 1979).

Descontinuidade é toda e qualquer feição que interrompa a continuidade física de um corpo geológico a uma dada escala de observação (Maranhão, comunicação pessoal, 1979).

Maciço rochoso é um corpo geológico, com certo grau de ordenamento interno em sua estrutura (ou mesmo nenhum) em um dado domínio, correlacionável a propriedades físicas, submetido a forças externas e oferecendo reação com forças internas, podendo sofrer diferentes deformações e deslocamentos relativos em seus diferentes domínios e, em consequência, sofrer alterações ou não em sua estrutura interna e modificações nas propriedades físicas a ela correlacionadas (Maranhão, comunicação pessoal, 1979).

O conceito de tensão (σ) em um ponto da área elementar ΔA de uma seção de um corpo, como adotado neste texto, corresponde ao valor limite da força média ΔF por unidade de área à medida que ΔA tende a zero (Chou & Pagano, 1992), assim:

$$\sigma = \lim_{\Delta A \rightarrow 0} \frac{\Delta F}{\Delta A} = \frac{dF}{dA}$$

(eq. 1.0)

1.2 A terminologia das tensões

A terminologia que envolve as tensões que atuam nos maciços rochosos é ambígua e, devido a este fato, alguns autores exercitaram algumas tentativas de conferir um real entendimento dos termos utilizados.

Hyett *et al.* (1986), define **tensões residuais** como sendo componentes de tensões existentes em um corpo na ausência de cargas aplicadas sobre ele ou de variações de temperatura.

Para Voight (1967) citado por Bock (1979), **tensões residuais** são componentes de tensões auto-equilibradas, que permanecem em um

corpo quando cessa a ação de forças externas que sobre ele atuam.

Kie (1986) apresenta uma abordagem diferente, dividindo as tensões atuantes em um maciço rochoso, em **tensões externas e internas**. As **tensões externas** são aquelas originadas por causas externas, como forças tectônicas, gravitacionais, pressão de água e tensões térmicas, entre outras. As tensões externas são aquelas com as quais se lida usualmente nos trabalhos de engenharia, as quais desaparecem, quando as suas causas são removidas. Já **as tensões internas** persistem quando as causas são removidas, citando como exemplo um testemunho de sondagem, cuja superfície está livre de esforços e, portanto, de tensões, enquanto internamente podem existir tensões auto-equilibradas (*locked in stress*). Segundo o autor, estas **tensões residuais** podem contribuir para violentas explosões de rocha (*rockbursts*) em uma escavação subterrânea, quando se somam às tensões externas.

Mendes (1968) argumenta que **o termo tensões residuais**, quando utilizado para designar a diferença entre as tensões realmente instaladas nos maciços e aquelas que, nos mesmos maciços, deveriam corresponder ao peso do terreno superjacente é imprópria uma vez que, considerando-se a crosta terrestre à escala de sua evolução geológica, durante a qual erosão e sedimentação se alternaram fazendo variar, em sentidos opostos, a carga de material superjacente aos volumes de rocha em consideração, e estes, por sua vez, foram afetados por intrusões, metamorfismo, ações tectônicas, etc., não parece justo conceder à profundidade, a que se encontram atualmente os elementos rochosos, um papel preponderante na definição dos estados de tensão que neles se encontram instalados.

O mesmo autor pondera que o termo **tensões residuais**, quando empregado para designar as tensões que não são instantaneamente liberadas quando se cria num maciço uma superfície livre também não é adequado uma vez que o retardamento de tal liberação de tensões deve ser considerado mais como uma consequência da anelasticidade do maciço do que como uma particularidade em relação às tensões.

Continuando em sua linha de raciocínio o autor também não vê como designação adequada **o termo tensões residuais** quando aplicado a tensões que só se manifestam quando são anuladas determinadas restrições à deformação do material rochoso, pois estes casos particulares de liberação de tensões são mais uma consequência das características do material em que estas tensões estão instaladas do que dessas próprias tensões.

Também **o termo tensões internas**, quando utilizado como sinônimo de **tensões residuais**, segundo o autor citado, não deve ser utilizado, pois tem um caráter redundante, uma vez que as tensões que interessam ao estudar o comportamento dos maciços rochosos ocorrem no seu interior, justificando-se a utilização do termo somente quando houver a possibilidade de confusão com **tensões de superfície**.

Pelos motivos expostos o referido autor prefere utilizar apenas **o termo tensões naturais** instaladas nos maciços rochosos.

Pinto (1989) propõe uma terminologia que subdivide o **termo tensões naturais** em **tensões litostáticas**, devido à ação da gravidade e tensões latentes, as de origem tectônica. Propõe também, a denominação **tensões induzidas** para as tensões geradas pela intervenção humana. Quanto ao termo **tensões virgens**, esse autor pondera que poderia induzir ao entendimento de que são tensões inalteradas ao longo da história geológica, o que, pelos processos anteriormente descritos, não é verossímil.

Amadei & Stephansson (1997) numa tentativa de padronizar esta terminologia apresentaram a proposta contida na Tabela 2.

Tabela 2 Proposta de terminologia para designar as tensões.

Tensões em maciços rochosos	Relações entre causas e efeitos			
	Tensões <i>in situ</i>	Causas	Efeitos	
		Superfícies planas e efeitos topográficos	Tensões gravitacionais	
		Em larga escala	Tensões	Tensões

		• Tração no cisalhamento • Empuxo de placa • Empuxo orográfico • Sucção em fossas tectônicas • Tensões de membrana • Escala local • Flexão • Compensação isostática • Flexão descendente da litosfera • Vulcanismo e fluxo de calor	tectônicas ativas	tectônicas
		Iguais às tensões residuais porém com atividade tectônica envolvida como dobramento, falhamento, formação de juntas e “boudinage”.	Tensões tectônicas remanescentes	
		• Diagênese • Metassomatismo • Resfriamento magmático • Variações na poropressão	Tensões residuais	
		• Variações sazonais da temperatura • Atração lunar (tensões de marés) • Força de Coriolis • Tensões residuais	Tensões terrestriais	

Fonte: Amadei & Stephansson, 1997, adaptado por Armelin, 2008.

Para evitar dualidade, **este texto prefere utilizar apenas os termos tensões *in situ* ou tensões naturais**, para as tensões que se encontram instaladas nos maciços rochosos e **tensões induzidas** quando se tratar de tensões modificadas por alguma ação humana, como as escavações subterrâneas.

Assim, o estado de tensões *in situ*, atuante em um maciço rochoso, é aquele ocorrente na ausência de qualquer perturbação antrópica (Hyett *et*

al., 1986) e resulta da complexa interação dos acontecimentos pertinentes à sua história geológica, o que inclui as variações gravitacionais devidas às adições e remoções de material rochoso, o que conduz à admissão de que os maciços rochosos são materiais naturais sobre cujas propriedades não se tem nenhum controle.

1.3 Necessidade / motivação do conhecimento das tensões *in situ*

Na avaliação do estado de tensões atuante em um maciço rochoso participam simultaneamente diversos fatores, acarretando incertezas cujo conhecimento, na exatidão desejável, é impraticável, o que dificulta sobremaneira o seu cálculo analítico, reduzindo tal possibilidade aos casos em que o maciço rochoso pode ser associado a um meio isotrópico. Isto se deve ao desconhecimento da história geológica do maciço, bem como da dificuldade em descrevê-lo sob o ponto de vista estrutural.

Portanto, o estado de tensões *in situ* atuante em um determinado maciço rochoso pode ser determinado (Cornet, 1993; Hoek & Brown, 1980).

Escavações subterrâneas são intervenções que perturbam o estado de tensões *in situ*, provocando a sua redistribuição na vizinhança da abertura. Nesta redistribuição, as tensões induzidas podem atingir valores tais que ultrapassam a resistência do maciço, provocando a sua ruptura e consequentemente a sua instabilidade. Esta redistribuição de tensões é afetada pelo estado de tensões *in situ* e, nas escavações subterrâneas, em geral, as cargas aplicadas são de valores menos significativos do que as forças originadas durante o processo de redistribuição de tensões (Goodman, 1989). Assim sendo, o conhecimento do estado de tensões *in situ* e a compreensão da sua ação e consequências, são fundamentais para o projeto e para a boa execução e operação das escavações subterrâneas.

Diversos métodos de medição foram desenvolvidos nas décadas de cinquenta e sessenta do século passado para a determinação do estado de

tensões *in situ*. Foram desenvolvidos os métodos qualitativos e os quantitativos. Os métodos qualitativos são aqueles relacionados com os indicadores geológicos sismológicos e determinam apenas a direção das tensões.

Os métodos quantitativos são os de medição ou determinação das tensões *in situ*, utilizando instrumentos de medição de pressões aplicadas e deformações ou deslocamentos, e são destinados à determinação completa da direção e magnitude do campo de tensões que está sendo estudado.

O espaço subterrâneo vem sendo significativamente utilizado nas últimas décadas, tendo sido escavadas inúmeras cavernas destinadas às mais variadas utilizações, tais como reservatórios de água, estações de tratamento de esgotos, recreação, depósitos de resíduos radioativos, de gás liquefeito, de petróleo bruto, usinas hidrelétricas e de emprego militar, além das minerações subterrâneas. Também consideráveis extensões de túneis vêm sendo construídas anualmente, com finalidade hidráulica e viária.

Mafrá (2001) menciona que no Brasil, o problema das tensões *in situ* nos maciços rochosos foi pouco tratado até o momento, e relaciona os seguintes locais onde foram conduzidas determinações: UHE Queimado (MG), determinação pelo método de sobrefuração, utilizando o defômetro tridimensional – STT (LNEC, 1969); Mina de Baltar e Salto (SP), determinação realizada em 1980 pelo método de sobrefuração, utilizando a célula triaxial CSIR (Magalhães, 1999); Mina do Morro da Usina (MG), determinação realizada em 1994 e 1996 pelo método de sobrefuração, utilizando o BDG – *Borehole Deformation Gauge* (Magalhães, 1999); Mina de Caraíba (BA), determinação realizada em 1984 pelo método de sobrefuração, utilizando a célula triaxial CSIR (Magalhães, 1999); Terminal Marítimo Almirante Barroso (SP), determinação realizada em 1992, pelo método de fraturamento hidráulico (Magalhães, 1999); UHE Serra da Mesa (GO), que constitui um caso à parte, pois nela foi realizado o mais

completo estudo de tensões *in situ* no território brasileiro. Foram realizadas determinações de tensões pelos métodos de fraturamento hidráulico (Haimson, 1988), cancelamento de deformações, utilizando almofadas planas de pequena área e de sobrefuração com o defômetro tridimensional modelo LNEC (Armelin *et al.* 1994), e ainda utilizando o BDG (Fernandes *et al.* 1994); Canal de Pereira Barreto (SP), determinação realizada pelo método de cancelamento de deformações utilizando almofadas planas de pequena área desenvolvidas especialmente para rochas sedimentares (Ferraz *et al.* 1981).

Mais recentemente (entre 2016 e 2021) foram realizadas determinações pelo método de fraturamento hidráulico pelas empresas REDE S/A e GEOSOL S/A (Grupo GEOPAR) nas minas de Sossego e Alemão (PA), Tamanduá (MG), Aripuanã (MT), Centrais Nucleares Brasileiras (BA) e Serra Grande (GO).

Como se pode constatar, são poucas as determinações de tensões *in situ* realizadas no nosso país, revelando escasso interesse pelo assunto, podendo-se concluir o elevado grau de incerteza que ainda prevalece no estudo das escavações subterrâneas e o empirismo que domina a sua execução.

Os avanços experimentados pela Mecânica das Rochas nas últimas décadas, associados aos da informática, propiciaram o desenvolvimento de programas computacionais altamente sofisticados, dedicados ao cálculo das tensões e suportes nas escavações subterrâneas sendo as tensões *in situ* um dos parâmetros fundamentais de entrada.

Portanto, para um projeto realizado dentro de uma concepção moderna, é fundamental a determinação das tensões *in situ*, devendo ser exigido no escopo dos ensaios geotécnicos previstos para o referido projeto.

Considerando o exíguo número de determinações de tensões *in situ* feitas no Brasil, quando comparados com as determinações no nível internacional, espera-se que o conteúdo apresentado neste livro incremente a sua realização de forma sistematizada.

1.4 Tensões verticais e tensões horizontais

Como as tensões principais de maneira geral têm uma orientação paralela (tensões horizontais principais σ_H e σ_h) e normal (σ_V) à superfície média do terreno, podemos separar e estudar estas componentes de tensão e obter informações acerca de suas magnitudes em relação à profundidade.

1.5 Magnitudes KH e Kh

Representa-se a magnitude da relação entre as tensões horizontais principais médias σ_H e σ_h com a tensão vertical σ_V por **K**:

$$K = \frac{\sigma_{hmed}}{\sigma_v}$$

(eq. 1.1)

Em 1952, Terzaghi e Richart sugeriram que em um maciço carregado gravitacionalmente e sem deslocamentos laterais com a sobreposição dos estratos rochosos, poderia-se expressar K conforme abaixo:

$K = \frac{\nu}{(1-\nu)}$ com ν sendo o coeficiente de Poisson. Porém, esta relação não se mostrou válida, conforme fica demonstrado pela Figura 1.1 abaixo:

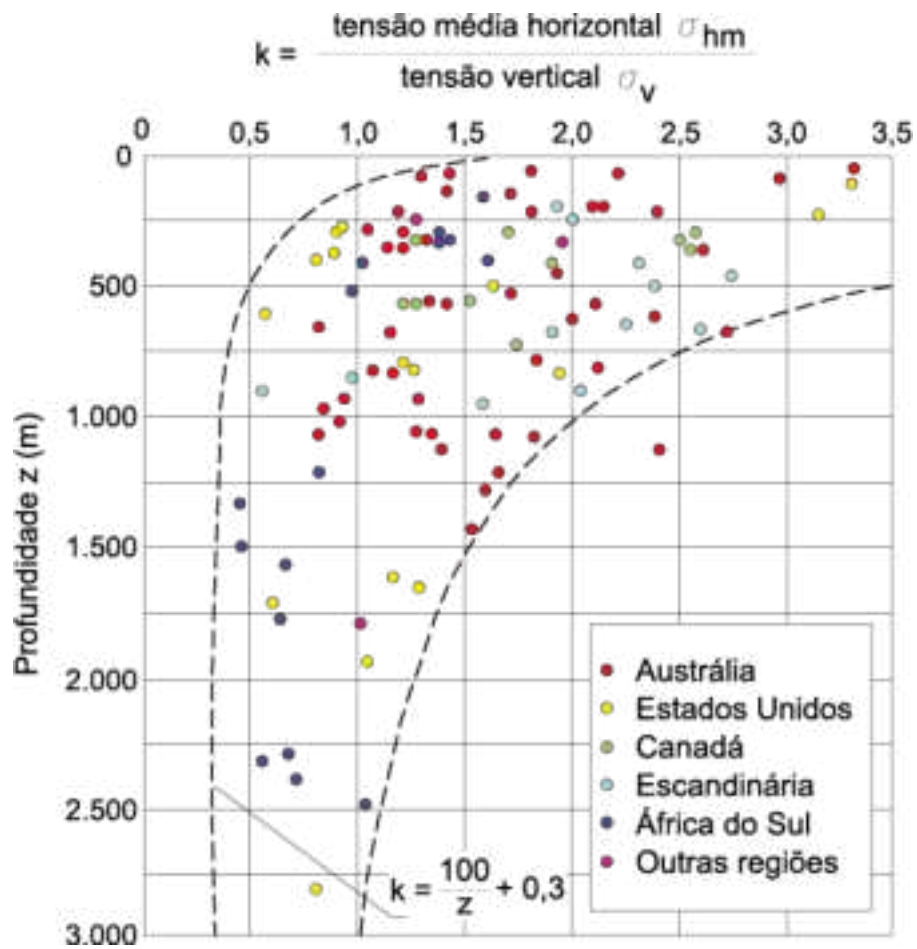


Figura 1.1 Brown & Hoek. (1978) – relação K com profundidade (z) que demonstra que a relação K de Terzaghi & Richart (1952) não aplica.

2. HIPÓTESE BÁSICA, TENSÃO VERTICAL E TENSÕES HORIZONTAIS

Como se viu, o estado de tensões *in situ* é aquele existente em um maciço rochoso, a uma dada profundidade, na ausência de perturbações causadas por intervenções antrópicas, notadamente obras de engenharia.

Diversos autores como Hudson & Harrison (1997), Goodman (1989), Franklin & Dusseault (1989) e Hoek & Brown (1980), atribuem a componente vertical das tensões ao peso da coluna de rocha, enquanto que as altas componentes de tensões horizontais têm sua principal origem nas forças tectônicas que causam as deformações nas rochas, nelas criando as estruturas e as descontinuidades que, somadas ao intemperismo e aos processos erosivos e deposicionais, originam as constituições atuais dos maciços rochosos, cuja natureza descontínua, heterogênea e anisotrópica, em geral, vem associada com o comportamento não linear e não elástico.

O estado de tensões *in situ* depende, portanto, de todos estes fatores que compõem a história geológica de um determinado maciço rochoso.

Sheorey (1994) e Amadei *et al.* (1988) salientam que as variações de propriedades elásticas da rocha (anisotropia), a heterogeneidade e o carácter descontínuo do meio conduzem a uma enorme variabilidade no estado de tensões *in situ* na crosta terrestre.

2.1 Relação entre as tensões verticais e horizontais com a profundidade

2.1.1 Variação da tensão vertical com a profundidade

Se o planeta fosse perfeitamente esférico e formado por um material isotrópico, elástico linear e homogêneo, a magnitude da tensão gravitacional σ_z atuante num ponto situado a uma profundidade z no interior de um maciço rochoso, poderia ser calculada diretamente,

segundo Hoek & Brown (1980) e Goodman (1989), pelo produto da massa específica de cada camada de rocha ρ_i pela aceleração da gravidade g e pela profundidade z do ponto onde se deseja conhecer a tensão:

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^n \rho_i g z_i$$

(eq. 2.0)

onde ρ_i é a massa específica da camada de rocha, g a aceleração da gravidade, z_i a espessura de cada camada e n o número de camadas. Como se trata de uma tensão de origem gravitacional, a sua direção é vertical.

Conforme já foi mencionado, Terzaghi e Richart em 1952, citado por Hoek & Brown, (1980) sugeriram que, para um maciço rochoso no qual não se permitem deformações laterais durante a formação dos estratos sobrejacentes, o valor de K é independente da profundidade e é dado por:

$$K = \frac{\nu}{(1-\nu)}$$

(eq. 2.1)

onde ν é o coeficiente de Poisson do maciço rochoso.

No início da Mecânica das Rochas esta expressão foi amplamente utilizada, porém mostrou-se inadequada, como, mais uma vez, veremos adiante e hoje, raramente é utilizada.

É comum a adoção da suposição simplificada de que as tensões principais atuam nas direções horizontal e vertical. Hoek & Brown (1980) analisaram cento e dezesseis resultados de determinações de tensões naturais realizadas em diferentes pontos da terra e nas mais variadas unidades litológicas e traçaram o gráfico apresentado na Figura 2.4 que relaciona a variação da tensão vertical σ_z com a profundidade z .

A análise do gráfico mostra que, em alguns casos, a componente de tensão vertical determinada está de acordo com a Eq. 2.0 embora exista uma considerável dispersão, particularmente abaixo de 1.000 m de

profundidade. A Eq. 2.0 fornece uma boa correlação, na média, mas Hudson & Harrison (1970) recomendam que, sempre que possível, a melhor providência é executar a determinação das tensões *in situ*.

Hoek & Brown (1978) expurgaram do gráfico da Figura 2.4 os dados referentes a ambientes geológicos pouco usuais, como áreas com atividade tectônica recente. Ressaltam ainda os autores que, para profundidades menores do que 500 m, a acentuada dispersão pode estar condicionada pela proximidade do limite de precisão do instrumento de medição ou por características locais determinadas pelas estruturas geológicas, como as dobras, capazes de influenciar o campo de tensões local.

Não obstante as considerações apresentadas, do ponto de vista prático, a magnitude da tensão vertical pode ser calculada pela Eq. 2.0 pois 27 kN/m³ representa uma média de peso específico para a maioria das rochas. Este é um procedimento largamente utilizado em engenharia devido à sua simplicidade.

Brady & Brown (1994), Hoek & Brown (1980) e Hoek *et al.* (1995) reforçam a recomendação de que para túneis e cavernas a maiores profundidades, o estado de tensões naturais deve ser determinado por meio de determinação *in situ*.

2.1.2 Variação da tensão horizontal com a profundidade

Herget (1988) apresentou dados de vários continentes mostrando que os casos em que as tensões horizontais médias são menores ou iguais à tensão vertical são muito raros e têm valor de 10 MPa próximo à superfície (Figura 2.1).

Além disso Herget (1988) apresenta três relações das tensões horizontais médias com a profundidade onde $\sigma_{Hm} > \sigma_V$. Nota-se que valores altos para tensão horizontal média apresentam também valores da tensão vertical maiores que carga litostática sobrejacente (Figura 2.1).

Rummel (1986), Cooling *et al.* (1988) e Pine & Kwakwa (1989) o primeiro estudando dados diversos de fraturamentos hidráulicos profundos e

síntese de dados de resistência das rochas e os demais autores analisando a campanha de 2,6 km de ensaio de fraturamento hidráulico em Cornwall (granito de Carnmenellis), observaram fatos interessantes em relação as tensões horizontais principais σ_H , σ_h , tensão vertical σ_V e sua relação com profundidade (z). Observaram a inversão de σ_h com σ_V onde essa, supera a primeira, a partir de uma profundidade (z) média de 500 m e uma taxa menor de crescimento de σ_h em relação a σ_H com o aumento da profundidade (Figuras 2.2 e Figura 2.3 demonstram claramente as observações).

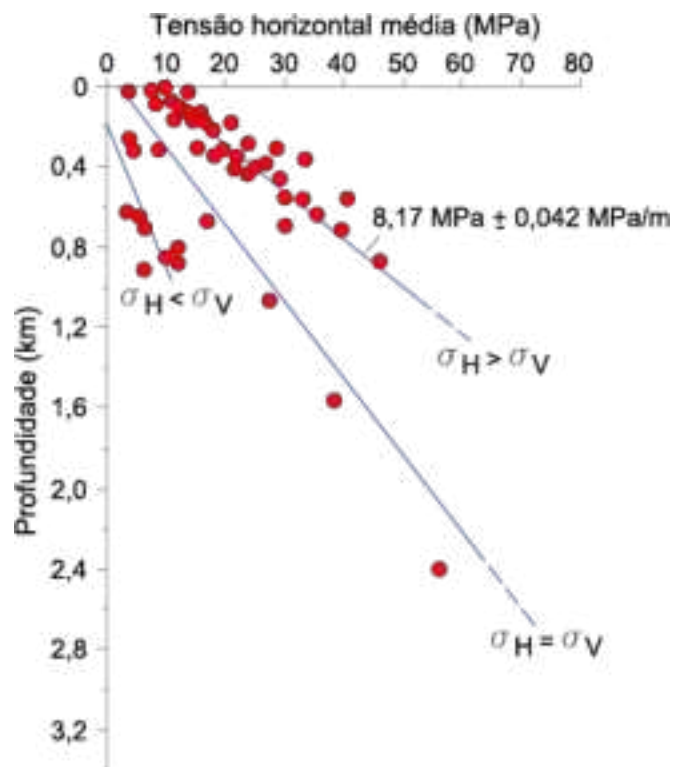


Figura 2.1 Herget (1988) mostrando aumento da tensão horizontal com profundidade baseado em dados mundiais.

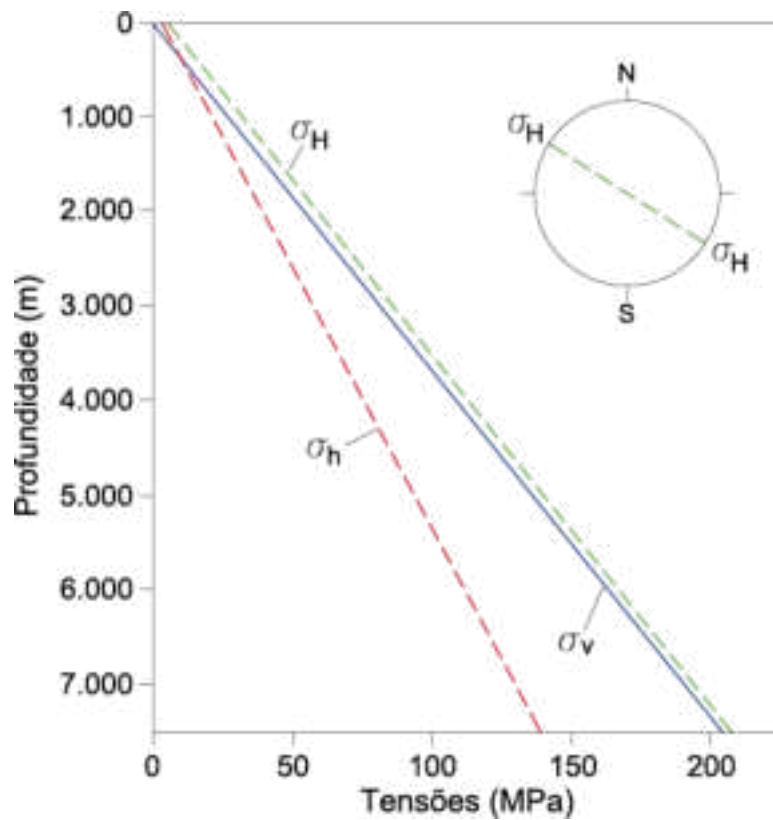


Figura 2.2 Rummel (1986) e Stephansson (1993) – tensões do poço profundo de Gravberg, Suíça.

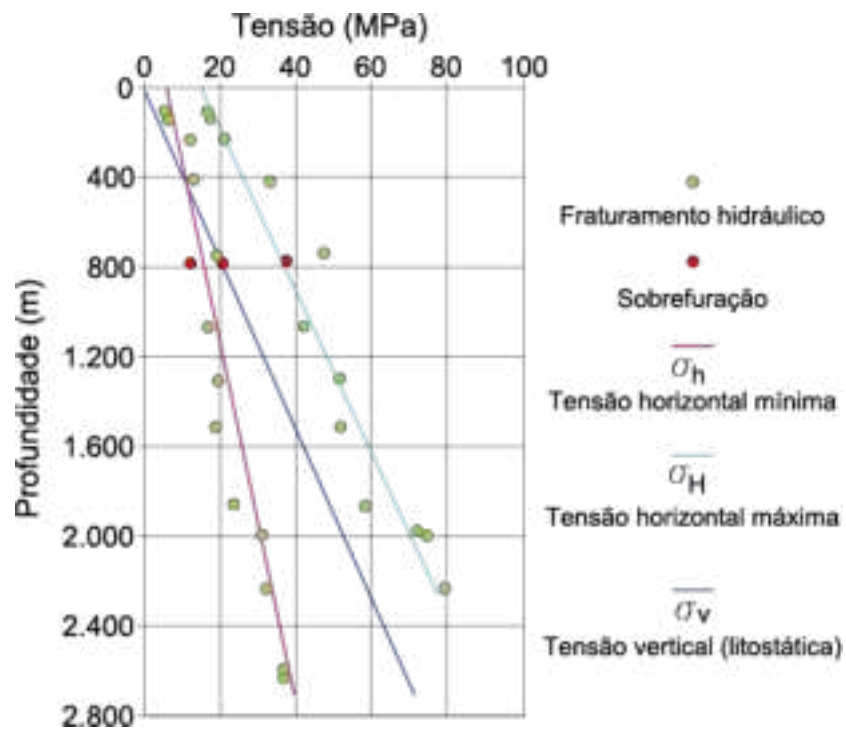


Figura 2.3 Cooling et al. (1988) e Pine & Kwakwa (1989) – estudo de tensão *in situ* no granito de

Carmenellis, Inglaterra onde se evidencia as observações que estão no texto.

Segundo Franklin & Dusseault (1989), as tensões horizontais, em um dado ponto de um maciço rochoso, não são simplesmente uma fração das tensões verticais causadas pelo peso da coluna de rocha sobrejacente, como previram Terzaghi e Richart em 1952, citado por Hoek & Brown, (1980), ao propor a Eq.2.1.

Esta relação prevaleceu na Mecânica das Rochas durante um bom período, até que Hoek *et al.* em 1972, citado por Brady & Brown (1994), publicaram os resultados de pesquisas de campo que comprovaram que, para as profundidades onde se implantam obras de engenharia civil e mineração, a Eq 2.1 raramente era satisfeita e que a direção vertical também, nem sempre, era coincidente com a direção da tensão principal.

Hoek & Brown (1980) analisaram os dados de determinações de tensões horizontais em diversas partes da Terra e em diferentes unidades litológicas, de forma a estudar as variações das tensões horizontais com a profundidade. Com estes dados foi traçado o gráfico da Figura 2.4 que mostra a variação das tensões horizontais, em termos da profundidade em função de K, onde K é a relação entre a tensão média horizontal medida e a tensão vertical.

Brown & Hoek (1980) e Herget (1998) observam que no gráfico da Figura 2.4, K tende a valores elevados para baixas profundidades ou seja, até a profundidade de 1.500 m, a maioria dos valores de K é maior que 1,0, indicando que a tensão horizontal é maior que a tensão vertical e que, para profundidades menores que 500 m, os valores de K são elevados, o que significa altas magnitudes para as tensões horizontais. Para profundidades maiores, os valores de K são decrescentes. Esta constatação invalida a abordagem clássica sobre as tensões horizontais, pois segundo a Eq 2.1 a magnitude máxima que a tensão horizontal poderia atingir seria o mesmo valor da tensão vertical, o que corresponderia a um valor de $K = 1,0$.

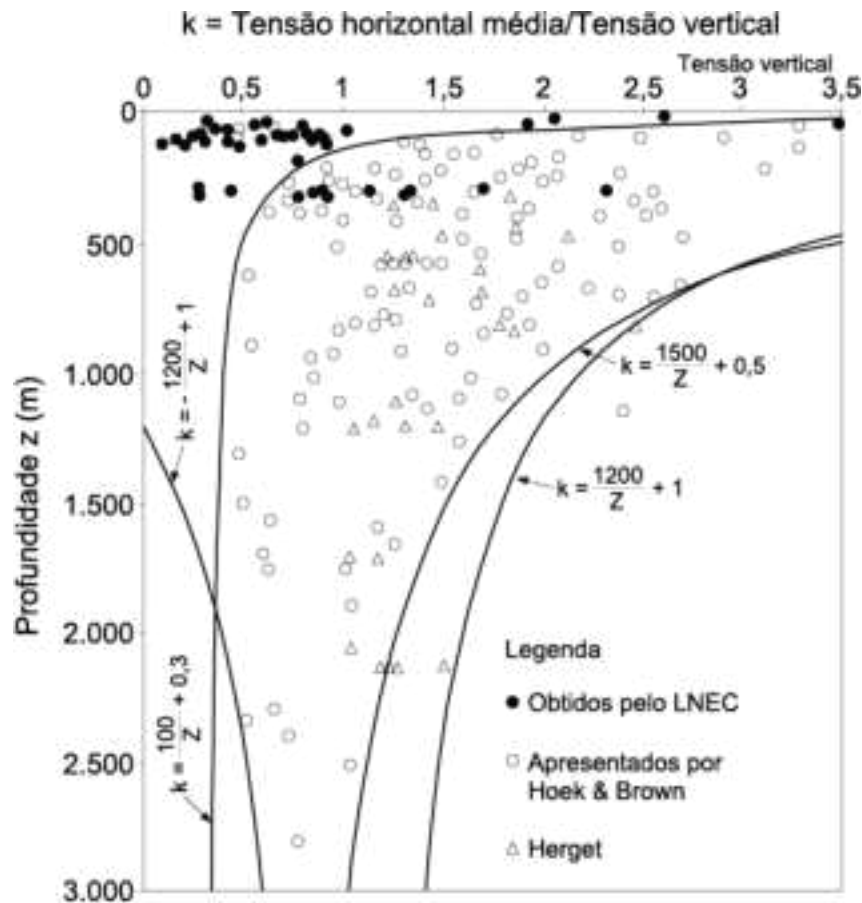


Figura 2.4 Variação de K – relação entre a tensão horizontal média e a tensão vertical com a profundidade (Hoek & Brown, 1980).

O gráfico apresentado na Figura 2.4 mostra valores de K até 3,5, entretanto Hoek & Brown, (1980) relatam que não incluíram no mesmo, dez valores de determinação de tensões, como por exemplo, as medições executadas nas montanhas Caledônia, na Noruega, onde foram determinados valores de $K = 10,0$.

Segundo os autores, estas determinações foram omitidas, devido a alta influência da topografia e do passado tectônico local, configurando um estado de tensões *in situ*, que não pode ser considerado típico de maciços rochosos não perturbados. Neste local, as tensões principais horizontais estavam sempre alinhadas, paralela e perpendicularmente, à cadeia de montanhas.

Em profundidades menores de 500 m na qual são implantadas a maioria das obras de engenharia civil e mineração, o conhecimento do estado de tensões é da máxima relevância para o projeto, no sentido de orientar os eixos das estruturas subterrâneas, analisar a sua estabilidade e prever o sistema de suporte da escavação. Também no Brasil, valores de $K = 6,0$ foram determinados na UHE Serra da Mesa (Matos *et al.*, 1994).

Amadei (1996) ressalta que as tensões horizontais são altamente afetadas por eventos tectônicos, tensões térmicas, erosão, glaciação e degelo, e pela curvatura da terra.

Sheorey (1994) desenvolveu um modelo de tensões elasto-estático térmicas da Terra. Este modelo considera a curvatura da crosta, a variação das constantes elásticas, da densidade e do coeficiente de expansão térmica através da crosta e do manto. O modelo de Sheorey provê uma equação simplificada que pode ser utilizada para estimar a relação K entre tensões horizontais e verticais:

$$K = 0,25 + 7E_h(0,001 + 1/z)$$

(eq. 2.2)

onde z (m) é a profundidade e E_h (GPa) é o módulo de deformabilidade médio da parte superior da crosta terrestre medido na direção horizontal, que é uma direção importante, particularmente em rochas sedimentares, nas quais o módulo de deformabilidade pode ter valores significativamente diferentes em diferentes direções.

A Figura 2.5 mostra os gráficos da variação de K com a profundidade, com base na Eq. 2.2, para diferentes valores do módulo de deformabilidade. É notável a similaridade das curvas com aquelas propostas por Brown & Hoek (1978), Herget (1988) e outros, para medidas de tensões naturais. Assim, considera-se que a Eq. 2.2 propicia uma estimativa razoável dos valores de K .

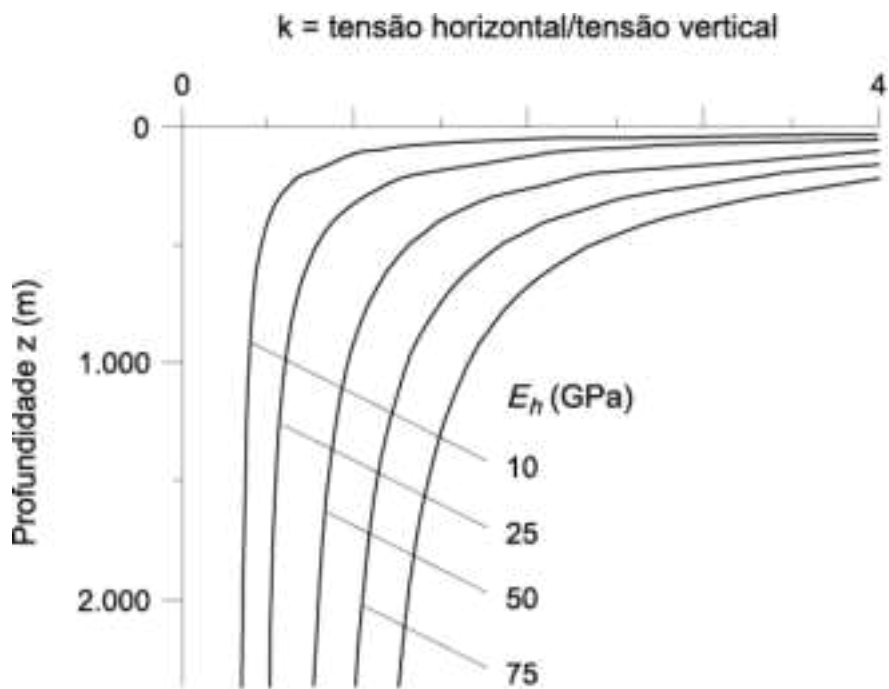


Figura 2.5 Variação de K em função da profundidade e do módulo de deformabilidade.

Fonte: Sheorey, 1994.

Sheorey (1994) observa que o seu modelo não explica a ocorrência de tensões verticais medidas com valores mais altos que os originados pelo recobrimento de rocha, nem a presença de tensões horizontais elevadas em alguns locais ou ainda, porque as duas tensões horizontais raramente são iguais. Essas diferenças, provavelmente, são devidas à topografia local e a feições geológicas que não podem ser consideradas em um modelo a grande escala como o proposto pelo autor.

Vê-se, portanto, a complexidade envolvida nas tentativas de estimar as tensões *in situ*, pois nem todas as variáveis podem ser levadas em conta nos modelos matemáticos, o que os torna incompletos e incapazes de explicar a totalidade dos fenômenos.

Estas constatações levaram Hoek & Brown (1980) a recomendarem que se busque a determinação das tensões *in situ* como parte do programa de investigações de campo para os projetos onde essas tensões possam ter uma influência significativa no comportamento da escavação.

3. TENSÕES *IN SITU* E TENSÕES INDUZIDAS NAS ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS

Como conceituado no início deste texto, tensões induzidas são as tensões *in situ* perturbadas por obras de engenharia civil ou mineração (Hyett *et al.*, 1986).

As tensões induzidas num maciço rochoso são decorrentes do estado de tensões *in situ* nele instalado, sendo a determinação das primeiras uma condição intransponível para a determinação das últimas. Isto decorre da constatação de que as determinações de tensões pelos métodos ditos diretos conhecidos até o momento são invasivas, com as intervenções destinadas à realização das medições implicando na abertura de cavidades no maciço rochoso que, em última análise significam uma perturbação no estado de tensões *in situ* lá instalado.

Como a estabilidade das escavações subterrâneas, notadamente das mais profundas, é controlada pelas tensões principais maior σ_1 e menor σ_3 atuantes no plano perpendicular ao eixo da escavação (Hoek & Brown, 1980 e Hoek *et al.*, 1995). Se a tensão principal maior for horizontal e de alta magnitude, tensões de tração e compressão elevadas serão induzidas nas paredes da escavação, eventualmente ultrapassando o limite de resistência da rocha, provocando deslocamentos (*slabbing*) no teto e nas paredes e, nos casos mais severos, promovendo explosões de rocha (*rockburst*) que, embora sejam características de escavações profundas, têm sua ocorrência registrada pela literatura também em escavações próximas da superfície.

A correlação entre problemas potenciais que podem ocorrer em escavações subterrânea com a relação entre as tensões principais maiores, *in situ* e induzidas e a resistência à compressão simples da rocha foi estudada por Hoek & Brown (1980). A análise sistematizada dos dados coletados tornou evidente que os problemas mais graves têm início

quando valores da relação entre as tensões são iguais a 0,3, agravando-se quando a orientação das estruturas subterrâneas em relação à orientação das tensões naturais é desfavorável.

Num arranjo favorável o eixo longitudinal da escavação deverá estar alinhado com a direção da tensão principal maior quando esta tensão atuar horizontalmente. Se a tensão vertical é maior do que a tensão horizontal, o eixo longitudinal da escavação deverá estar alinhado com a direção da tensão principal menor. A observância destas regras conduz a uma minimização das zonas tracionadas e das zonas de concentração de tensões no entorno da escavação, acarretando uma maior garantia de sua estabilidade e significativa redução nos sistemas de suporte.

Um estudo de caso no Brasil é o da UHE Serra da Mesa que, em função das dimensões e arranjo de suas estruturas subterrâneas, fez com que Furnas Centrais Elétricas S/A, sua proprietária, realizasse um amplo programa de determinação de tensões *in situ*, que se constitui no estudo de maior envergadura no gênero já realizado no país. As determinações do estado de tensões conduziram a valores de k da ordem de 6,0 e o conhecimento dessas tensões permitiu orientar os eixos maiores das estruturas subterrâneas paralelamente à direção da tensão principal maior, neste caso horizontal e orientada segundo a direção NW-SE, minimizando assim as tensões de tração induzidas nas paredes, bem como as tensões tangenciais de compressão no teto (Haimson, 1988; Matos *et al.*, 1994).

Os estudos mencionados realçam a importância da determinação das tensões *in situ*, parâmetro fundamental para as análises de projeto das escavações subterrâneas, uma vez que tensões de alta magnitude podem ser induzidas nas superfícies das escavações a partir de elevados estados de tensões *in situ*.

3.1 Fatores condicionantes da redistribuição de tensões

Na redistribuição das tensões *in situ* fatores como a topografia, tectônica, efeitos térmicos, feições geológicas e estruturais, tensões residuais, anisotropia, heterogeneidade e efeito escala surgem como atores importantes.

A tensão vertical atuante em um ponto a uma profundidade (z) no interior de um maciço rochoso é bastante próxima do valor calculado pela Eq.2.0 apenas para o caso em que a superfície do terreno é plana, não se aplicando em situações em que a superfície topográfica é irregular. Neste caso, o estado de tensão, em cada ponto, é o resultante da superposição das tensões devidas ao peso da coluna de rocha sobrejacente ao ponto considerado e do efeito da sobrecarga devida à irregularidade topográfica.

Mendes (1968), citando Bucky (1956) e Goodman (1989), também afirma que próximo à superfície de terrenos planos as tensões principais são verticais e horizontais, mas enfatizam o fato de que as elevações topográficas exercem acentuada influência no campo de tensões.

No fundo dos vales, a tensão principal maior é horizontal, ortogonal a este, e atinge grandes magnitudes, podendo se aproximar da resistência da rocha.

Amadei & Stephansson (1997) e Magalhães (1999) também constataram que, em regiões acidentadas, a topografia é o fator dominante que afeta as tensões *in situ*, onde a direção da tensão principal maior próximo ao topo das elevações é, em geral, orientada segundo o alinhamento das cristas das montanhas, e perpendicular ao rio no fundo dos vales.

Os efeitos das irregularidades da superfície do terreno nas tensões *in situ* têm sido estudados por diversos autores como Savage & Swolfs (1986), Amadei *et al.* (1987 e 1988), Pan & Amadei (1993) e Pan *et al.* (1994 e 1995), apenas para citar os mais recentes.

Savage & Swolfs (1986), citando Savage *et al.* (1985), formularam o problema supondo a superfície do terreno formada por montanhas e vales longos e simétricos, constituídos de materiais isotrópicos, homogêneos e de comportamento elástico linear, sob condições de deformação plana. Os

principais resultados obtidos deste trabalho concluíram que as expressões analíticas obtidas para o cálculo das tensões são funções da geometria e do coeficiente de Poisson (ν). Por meio de estudos paramétricos, os autores demonstraram que, tensões horizontais compressivas de magnitude maior que as tensões verticais, podem se desenvolver na parte superior das montanhas, diminuindo à medida que cresce o coeficiente de Poisson. Concluíram ainda que tensões horizontais de tração se desenvolvem na parte inferior dos vales isolados e se tornam compressivas com o aumento do Coeficiente de Poisson da rocha.

Pan *et al.* (1994) estenderam os estudos anteriores aos maciços anisotrópicos, utilizando o mesmo método analítico proposto por Savage *et al.* (1985) e supondo o maciço homogêneo, linear elástico, contínuo, e sob condições de deformação plana. Com as expressões analíticas obtidas, foram elaborados estudos paramétricos com o objetivo de demonstrar os efeitos combinados de anisotropia e topografia na magnitude das tensões.

Os estudos paramétricos contemplaram os efeitos devidos à topografia e ao grau de anisotropia, em um maciço transversalmente isotrópico, com planos de isotropia paralelos ao eixo da montanha ou vale. As análises paramétricas mostraram que as magnitudes das tensões são dependentes da geometria da montanha ou vale da orientação do plano de isotropia em relação à superfície topográfica e do grau de anisotropia revelado pelo contraste entre as constantes elásticas E/E' , G/G' e de ν/ν' . As principais conclusões obtidas foram:

- As tensões principais não são verticais e horizontais quando a superfície topográfica não é horizontal, sejam os maciços isotrópicos ou anisotrópicos;
- As tensões principais se orientam paralela e perpendicularmente à superfície das montanhas, retornando à orientação vertical e horizontal à medida que se aprofunda no interior do maciço;

- Os efeitos da topografia sobre as tensões em profundidade, são acentuados nas montanhas e vales com planos verticais de isotropia transversal;
- Nas cristas das montanhas se desenvolvem tensões compressivas, enquanto que, no fundo dos vales e nas encostas, se desenvolvem tensões de tração, tanto para maciços isotrópicos quanto para os maciços anisotrópicos.

As tensões de origem tectônica atuam aumentando a compressão horizontal no topo das montanhas e diminuem as tensões de tração no fundo dos vales, podendo torná-las compressivas. Estas tensões exercem pouca influência sobre as tensões verticais.

Embora de cunho teórico, os trabalhos de Savage & Swolfs (1986), Amadei *et al.* (1987 e 1988), Pan & Amadei (1993) e Pan *et al.* (1994 e 1995) comprovam a influência que as superfícies topográficas exercem sobre o campo de tensões naturais nos maciços rochosos.

As influências mencionadas tornam as simplificações necessárias ao estabelecimento de um modelo, extremamente numerosas para que possam ser sintetizadas em uma expressão matemática e, por esta razão, os modelos matemáticos desenvolvidos, embora bastante sofisticados, constituem-se apenas em estimativas das tensões.

Outro fator importante são as tensões de origem tectônica. A combinação dos movimentos das undações e das placas tectônicas, gerando deslocamentos verticais e tangenciais, produz as tensões de origem tectônica. Esses movimentos manifestam-se continuamente, podendo ser da ordem de alguns centímetros por ano.

Outro fator gerador dessas tensões é a concentração das mesmas devido às heterogeneidades estruturais na astenosfera, que atuam como inclusões mais ou menos rígidas que o meio circundante.

Em geral, a orientação dessas tensões é obtida por meio do estudo de mecanismos focais de terremotos, análises de instabilidades em paredes

de poços (*breakouts*) e análises de geologia estrutural (Zoback, 1992).

Os esforços gerados nas bordas das placas redistribuem-se no seu interior e estes esforços redistribuídos são responsáveis por reativação de diversas fraturas e falhas, originadas em processos tectônicos pretéritos (Miotto & Coelho, 1998). Para obras de engenharia e mineração somente as tensões oriundas dessas reativações têm interesse, uma vez que este interesse recai sobre o estado atual de tensões.

Eventos tectônicos atuando sobre os maciços rochosos, em geral, conduzem a estados de tensão complexos, onde as tensões gravitacionais superpõem-se àquelas com origem na sua história geológica.

Markov (1986) chegou às seguintes conclusões:

- A ocorrência de tensões horizontais de magnitude maior do que a tensão vertical é a principal característica dos maciços rochosos com história de eventos tectônicos relevantes;
- Nestes casos ainda se verifica uma razoável concordância da tensão vertical com as pressões verticais devidas ao peso da rocha;
- As tensões induzidas no entorno das escavações subterrâneas são de grande magnitude, independentemente da profundidade e da resistência da rocha;
- A ruptura da rocha ocorre de forma brusca, em regime frágil, caracterizada por deslocamentos (*slabbing*) e explosões de rocha (*rockbursts*);
- Em regiões com morfologia caracterizada por montanhas escarpadas, com encostas aliviadas de tensões, a tensão de tração máxima ocorre no fundo dos vales, alinhada horizontalmente com a direção perpendicular ao eixo longitudinal do vale;
- As concentrações das tensões horizontais verificam-se nos trechos onde a rocha é compacta e apresenta maiores valores

do módulo de deformabilidade, ou seja, maior rigidez;

- Comprovou-se que a orientação do eixo maior das estruturas subterrâneas paralelamente à direção da maior tensão horizontal resulta em aumento expressivo da estabilidade do teto da escavação.

Tratando-se de um trabalho experimental consubstanciado por um número expressivo de dados, o trabalho de Markov (1986) conduz a conclusões concordantes com os resultados obtidos por outros pesquisadores, o que evidencia, cientificamente, os efeitos das tensões horizontais nas escavações subterrâneas.

As tensões de origem térmica resultam do aquecimento ou resfriamento das rochas. Elas ocorrem próximas à superfície da Terra devido à exposição ao Sol ou devido ao calor emanado pelo interior do planeta por meio da radioatividade ou outros processos geodinâmicos. Como referência, o coeficiente de expansão térmica linear (α) para arenitos é de $10,8 \times 10^{-8}$ m por cada grau centígrado de variação da temperatura (Herget, 1988).

As estruturas geológicas presentes nos maciços rochosos afetam o estado de tensões *in situ* e o seu conhecimento detalhado é necessário para que se possa compreender e interpretar, adequadamente, os resultados das determinações *in situ*.

Escavações em maciços rochosos acarretam três efeitos principais:

- O desconfinamento elimina a resistência propiciada pela rocha escavada, criando uma superfície livre, onde podem ocorrer deformações orientadas para o vazio criado pela escavação;
- Na superfície exposta pela escavação de um maciço rochoso autoportante, as componentes de tensões normais e de cisalhamento são nulas, acarretando uma perturbação no campo de tensões naturais originalmente existente e afetando a magnitude e a orientação das tensões;

- Nesta superfície, a pressão de água se reduz a zero, devido ao efeito de rebaixamento do lençol freático.

Hudson & Cooling (1988) estabelecem uma analogia entre um sistema de fraturas e uma superfície de escavação, ambos podendo exercer no maciço rochoso o mesmo efeito, isto é, a rotação das tensões principais, sendo estas descontinuidades responsáveis pelas mais severas perturbações locais do campo de tensões.

Em maciços onde os estados de tensões resultantes de sucessivos eventos tectônicos tenham dado origem a estruturas geológicas visíveis, é possível deduzir as direções das tensões principais que atuaram durante esses eventos por meio da análise destas estruturas (Goodman, 1989; Brady & Brown, 1994; Barton, 1997; Magalhães & Cella, 1998).

Os diques, *sills*, lacólitos e lopólitos são corpos intrusivos que também indicam as direções das tensões principais. Goodman, (1989) e Brady & Brown, (1994), comparam estas estruturas a fraturas geradas hidraulicamente, formando-se perpendicularmente à direção da tensão principal menor e propagando-se na direção da tensão principal maior.

O conhecimento das estruturas de origem tectônica, existentes em um maciço rochoso, permite inferir as direções das tensões principais e o seu conhecimento, em detalhe, auxilia significativamente na interpretação dos ensaios de medições e na compreensão do estado de tensões, uma vez que sua presença, e tem influência marcante no comportamento do campo de tensões *in situ*.

Lang *et al.* (1986b), relatando o efeito das tensões residuais nos trabalhos de escavação do *Underground Research Laboratory* (URL), no Canadá, consideraram a parcela desta componente desprezível (cerca de 1,5% a 2,5% das tensões) no resultado das medições por sobrefuração. Os autores, entretanto, argumentam que o resultado por eles obtido pode ser específico do local do URL, não podendo ser generalizado antes de estudos comparativos com medições em outros locais.

As altas tensões determinadas em muitas situações são o resultado de energia de deformação aprisionada dentro da estrutura da rocha, durante a sua formação, como só acontece com as rochas ígneas, durante sua solidificação ou com as rochas sedimentares e metamórficas, durante sua compactação, cimentação ou recristalização (Emery em 1964, citado por Fell *et al.* 1992), Savage em 1978, citado por Fell *et al.* 1992, e Brady & Brown, 1994).

Na escala microscópica, a energia de deformação é considerada como que aprisionada nos cristais que constituem parte da estrutura da rocha, por cimentação e arranjo destes cristais, como se fosse uma mola comprimida e imersa em um bloco de plástico.

Um fator ao qual é atribuída a origem das tensões residuais, segundo Franklin & Dusseault (1989), são os ciclos de glaciação e erosão. Grandes regiões da superfície da Terra foram cobertas por espessas camadas de solo e gelo, que impuseram cargas consideráveis sobre a rocha de base. Tais cargas geraram tensões na rocha que não foram completamente aliviadas durante os subsequentes períodos de degelo ou erosão. Estas tensões, nos dias atuais, podem estar próximas daquelas existentes quando o carregamento era total. É o efeito de memória da rocha, semelhante ao fenômeno de pré-adensamento dos solos.

As tensões residuais podem também estar associadas a processos físicos e químicos que ocorrem, de modo heterogêneo, em porções restritas de um determinado maciço rochoso, como, por exemplo, o resfriamento diferenciado de uma determinada massa de rocha, ou o resfriamento de uma massa de rocha, vizinha a outra massa de rocha que possua diferente coeficiente de expansão térmica. Segundo Hyett *et al.* (1986), a importância das tensões residuais aumenta na medida em que o volume do maciço amostrado diminui e se aproxima da escala dos grãos minerais. Para grandes volumes de rocha amostrada, descontinuidades certamente serão encontradas e estas não são capazes de transmitir as tensões residuais.

Brady & Brown (1994) salientam o fato de que a completa compreensão destes fenômenos é considerada uma impossibilidade prática, e, portanto, as tensões residuais são um entrave nas previsões do estado de tensões nos maciços rochosos. Estes autores, entretanto, enfatizam que, resultados anômalos, ou estados de tensão não homogêneos medidos, refletem a existência de tensões residuais ligadas à história geológica do maciço.

Vê-se que o tema ainda não está resolvido, pois não há concordância entre os pesquisadores. Novas investigações são necessárias para que possa ser completamente esclarecido.

A anisotropia, se consideradas diversas escalas de observação, está presente nas rochas desde o nível microscópico com a anisotropia dos cristais até o nível macroscópico, com a estrutura da rocha, registro indelével de sua história geológica. Quando se ultrapassa o conceito de rocha em seu sentido restrito ao material rochoso em si e se adentra no conceito de maciço rochoso, a adição das discontinuidades a este novo contexto amplia a escala de observação e a complexidade do problema. Na realidade, as discontinuidades deverão estar sempre presentes em um maciço rochoso. É apenas uma questão de escala de observação, onde os limites estarão compreendidos entre as microfissuras, no lado da menor dimensão, até as falhas, com dimensões iguais ou bem superiores à escala de interesse às obras de engenharia. Dessa forma, os maciços rochosos em geral, apresentarão anisotropia, uma vez que, em alguma escala de observação serão identificadas discontinuidades.

O comportamento mecânico dos maciços se dá de forma diferenciada, dependendo das discontinuidades estarem abertas ou fechadas, evidenciando que a anisotropia depende do estado de tensões atuante (Goodman, 1989).

Superpondo seus efeitos, estas características dos maciços rochosos condicionam a não linearidade da curva tensão x deformação, introduzindo o efeito escala na previsão do comportamento e gerando grandes

dispersões nos resultados de ensaios, principalmente quando se trata dos resultados dos ensaios de determinação de tensões naturais.

De acordo com Martin & Christiansson (1991b) as microfissuras constituem em outro fator que também pode caracterizar a anisotropia quando se trata da determinação das tensões naturais pelo método de sobrefuração. As microfissuras causadas pelo alívio de tensões durante a sobrefuração podem responder pela dispersão dos resultados calculados, considerando a rocha isotrópica e de comportamento elástico linear. Neste caso, ensaios de laboratório demonstraram que, a anisotropia induzida nos testemunhos de sobrefuração, poderia ser modelada como anisotropia transversal, com os planos de isotropia paralelos à direção das microfissuras.

Este é, portanto, um caso de anisotropia em escala microscópica, condicionada pela ocorrência de microfissuras causadas pelo próprio processo de medição. Estas microfissuras induzem um comportamento não linear na rocha em análise, o que limita até mesmo os resultados do modelo anisotrópico, uma vez que o cálculo das tensões é feito usualmente com base na teoria de elasticidade linear.

Ignorar a anisotropia na análise de resultados de ensaios de determinação de tensões por sobrefuração pode levar a erros de até 50% na magnitude e de 90% a 100% nas direções das tensões (Amadei e Goodman, 1982).

Amadei *et al.* (1987, 1988) demonstraram teoricamente a influência exercida pela anisotropia na redistribuição das tensões gravitacionais, modelando o maciço como meios ortotrópicos e transversalmente isotrópicos, obtendo ao final expressões para o cálculo das componentes de tensão induzidas pelo campo gravitacional. Adotar um modelo com anisotropia generalizada é impraticável face à complexidade da determinação das constantes elásticas, no entanto, a adoção de aproximações a meios com grau menor de complexidade no que tange à

anisotropia pode viabilizar uma modelagem sensivelmente próxima das necessidades da engenharia.

Hudson & Harrison (1997) destacam que a maioria das rochas pode ser modelada como meios ortotrópicos ou transversalmente isotrópicos, ficando a dificuldade maior por conta da determinação das constantes elásticas. Para o caso ortotrópico são necessárias as determinações de nove constantes elásticas independentes, com este número reduzindo-se a cinco para o caso de anisotropia transversal.

Worotnicki (1993) destaca que na maioria dos ensaios de determinação de tensões nos quais a rocha foi considerada como anisotrópica, o módulo de deformabilidade transversal G não foi determinado em laboratório, mas sim obtido pela relação de Saint Venant, acrescentando ainda que os ensaios de sobrefuração, em geral, são interpretados supondo a rocha isotrópica e com módulo de deformabilidade médio fornecido pela expressão

$$E_m = 0,5 (E_{\text{máx}} + E_{\text{mín}}).$$

(eq. 3.0)

Para as finalidades da engenharia, previsões aceitáveis para o comportamento das rochas podem ser obtidas supondo a rocha linearmente elástica e anisotrópica, desde que suas propriedades sejam determinadas dentro de um intervalo de tensões comparável ao existente *in situ* (Amadei, 1996).

Na interpretação dos resultados de ensaios de determinação de tensões por sobrefuração, o grau de anisotropia da rocha, dado pela relação entre os valores máximo e mínimo do módulo de deformabilidade ($E_{\text{máx}} / E_{\text{mín}}$) é um parâmetro importante que deve ser considerado.

Amadei *et al.* (1987) e Amadei (1996) determinaram as propriedades elásticas em diferentes litotipos, encontrando que, para a maioria das

rochas que apresentavam isotropia transversal, a relação $E_{\max} / E_{\min}$ variou entre 1 e 4.

Worotnicki (1993), analisando cerca de 200 medições de propriedades elásticas em rochas, constatou que em 70% dos resultados, a relação $E_{\max} / E_{\min}$ foi menor do que 1,3 e, em 80% dos casos foi inferior a 1,5 com a possibilidade de ocorrências de erros graves, na interpretação de ensaios de sobrefuração, acontecendo quando o grau de anisotropia for maior que 1,3 (Amadei em 1985, citado por Worotnicki, 1993).

Hudson & Harrison (1997) enfatizam que 99% dos ensaios realizados e por eles analisados, foram interpretados supondo a rocha isotrópica, portanto, com apenas duas constantes elásticas independentes (ν , E). Nos restantes, a maior parte foi interpretada com a modelagem considerando a rocha transversalmente isotrópica e, em alguns casos, ortotrópica.

Pelas questões levantadas, vê-se que o tema relativo às tensões naturais nos maciços rochosos, ainda, está em aberto, e que a modelagem mais realista, considerando as rochas no mínimo como ortotrópicas, encontra enormes dificuldades práticas e restrições de custos, principalmente na determinação das constantes elásticas, acarretando em simplificações nem sempre adequadas.

Os maciços rochosos são meios essencialmente descontínuos e heterogêneos, com a heterogeneidade surgindo à escala das microfissuras entre os cristais e em seu interior, e estendendo-se até a escala macroscópica, como as juntas e falhas (Cunha, 1993).

Heterogeneidade é um conceito que resume o conjunto randomicamente variável do número, dimensão, propriedades individuais e distribuição geométrica dos componentes minerais da rocha intacta (Cunha, 1993).

À escala dos maciços rochosos, heterogeneidade pode ser sinônimo não apenas de variações litológicas, mas também de diferentes graus de intemperização e de fraturamento (Cunha, 1993).

À medida que as dimensões da amostra aumentam, os testes passam a envolver sucessivamente a rocha intacta, a rocha com descontinuidades e

o maciço rochoso. Mesmo que de mesma procedência e teoricamente homotéticas, as amostras assim originadas fornecerão resultados diferentes quando submetidas a testes similares, uma vez que as mesmas envolvem diferentes heterogeneidades e descontinuidades (Cunha, 1993).

Esta constatação experimental introduz o conceito de efeito escala, ou seja, conjuntos de amostras do mesmo universo com diferentes dimensões que apresentam distribuições com parâmetros diferentes para as características em estudo. O efeito da variação destas características com a dimensão da amostra é o que se considera efeito escala (Charrua-Graça, 1986).

Cuisiat *et al.* (1993) distinguem dois diferentes tipos de efeito escala na determinação de tensões *in situ*. O primeiro tipo é inerente à técnica utilizada e está vinculado ao volume de rocha envolvido na determinação de tensões. O segundo tipo surge da dependência da escala apresentada pelos parâmetros usados na interpretação das medições. Este último é uma consequência direta da natureza descontínua dos maciços rochosos em todas as escalas.

Os autores destacam também que na mecânica do contínuo a tensão é definida em um ponto, não devendo, conseqüentemente, envolver qualquer dependência de escala, contudo o que se obtém pelas determinações de tensões sofre uma tendência devida à dependência natural da escala envolvida na resposta estrutural do maciço rochoso. Mencionam também que em métodos de determinação indireta de tensões, a solução encontrada está relacionada com as propriedades mecânicas que, por seu turno, são elas próprias, dependentes da escala. O meio de contornar este problema, segundo os autores, é medir diretamente as tensões (o que ainda não é possível) e leva, portanto, à determinação dessas tensões por meio de seus efeitos, medindo-se deslocamentos ou observando-se os efeitos por elas produzidos.

Com base na experiência de campo, existe o consenso de que se testes confiáveis são realizados, as tensões resultantes determinadas por

diferentes técnicas deverão ser comparáveis, a despeito das diferenças de escala de cada teste, contudo, a interação estrutura- tensões da rocha, influenciará o número de testes que deverão ser realizados para se obter valores confiáveis.

Corthésy *et al.* (1993) mencionam que o estado de tensões a ser adotado em projeto é algo difícil de se considerar e isto acontece devido à complexidade das técnicas de medição e do comportamento da rocha e da necessidade de extrapolar medições pontuais para volumes de rocha que podem, ser muito maiores que o volume da amostra utilizada nas determinações.

Muitos fatores contribuem para a dispersão dos valores das tensões em maciços rochosos. Se a limitação é a escala da escavação, descontinuidades como falhas e contatos geológicos terão influência no campo de tensões.

Barton (2007) mencionando experimentos conduzidos por Hardin *et al.* (1981) em um bloco de rocha de 8 m³ contendo três famílias de juntas e posteriormente modelado com o auxílio do código de elementos discretos UDEC, mostra que nas vizinhanças de juntas submetidas a solicitações de cisalhamento, a dilatância provoca uma não-coaxialidade entre as direções das tensões de cisalhamento e as das respectivas deformações quando a rugosidade é mobilizada, efeito este que não é captado pelas equações convencionais de transformação utilizadas para converter tensões principais em suas componentes normal e de cisalhamento.

A despeito dessas causas de dispersão dos valores das tensões *in situ*, o procedimento usual consiste em supor um campo de tensões homogêneo, com as medições realizadas neste volume consideradas como valores médios das tensões (Corthésy *et al.* 1993).

A expressão, valores médios das tensões, como utilizada rotineiramente, não tem rigor estatístico uma vez que a estatística dos poliádicos e tensores, ainda não está devidamente estabelecida.

4. NOÇÕES SOBRE TÉCNICAS DE DETERMINAÇÃO DAS TENSÕES *IN SITU*

Dentre todos os parâmetros que podem ser determinados em maciços rochosos, as tensões *in situ* aparecem como as mais difíceis de ser determinadas, isto porque “é impossível medir diretamente as tensões, uma vez que, na realidade, elas são uma quantidade fictícia. Somente é possível deduzir as tensões que atuam em um corpo sólido a partir de resultados de medições obtidos a partir de métodos indiretos.” (Leeman em 1990, citado por Amadei & Stephansson, 1997).

Como as tensões podem ser representadas por um diádico (tensor cartesiano de segunda ordem), a determinação completa do campo de tensões *in situ* requer a determinação de, pelo menos, seis das componentes independentes desse diádico.

De um modo geral, todos os métodos de determinação de tensões *in situ* baseiam-se na descontinuação da rocha, sendo a resposta a esta perturbação medida na forma de deformação, deslocamento ou pressão hidráulica e analisada mediante a adoção de aproximações acerca do modelo constitutivo do comportamento do maciço rochoso. O processo de perturbação é, em si mesmo, o fator mais importante na análise dos resultados.

Amadei & Stephansson (1997) destacam que o pré-requisito para a determinação de tensões *in situ* é que a resposta da rocha à perturbação gerada por uma escavação seja medida em regiões afastadas dos limites dessas escavações. Os autores sugerem que, para escavações subterrâneas, uma distância de pelo menos uma vez e meia a duas vezes o vão ou o diâmetro da abertura seja observada. Recomendam também que as medições sejam realizadas em locais afastados de heterogeneidades de monta na massa rochosa ou zonas de falha, a menos que essas determinações sejam conduzidas com a finalidade precípua de determinar

as perturbações no campo de tensões ocasionadas por essas feições geológicas.

Diversos fatores devem ser observados durante o planejamento de um programa de determinação de tensões *in situ* (Amadei & Stephansson, 1997):

- A geologia da área em questão e seus aspectos ambientais devem ser adequadamente estudados, incluindo a topografia, tipo litológico, estruturas geológicas, anisotropia, heterogeneidade e a possibilidade de ocorrência de altas tensões. Estes fatores são importantes uma vez que eles podem auxiliar, entre outras coisas, na seleção dos métodos mais adequados, na localização dos pontos de determinação e na interpretação dos resultados propriamente dita. Outros importantes fatores envolvidos no processo de decisão incluem a presença da água, temperatura da rocha e da água e a possível influência de condições externas;
- Os objetivos que deverão ser atingidos com as determinações das tensões *in situ* devem ser claramente identificados e, em particular, como esses resultados serão integrados ao projeto. Isto afeta a seleção das técnicas de medição, a localização dos pontos de medição e a estimativa da quantidade de determinações a serem realizadas e seu posicionamento em relação à profundidade e direção;
- Equipamentos e pessoal necessário à execução das determinações devem ser avaliados;
- Acessos disponíveis e serviços auxiliares devem ser identificados;
- Orçamento e tempo disponível para a execução das determinações devem ser avaliados;

- Para um dado projeto, as tensões *in situ* podem ser determinadas por diversos métodos (diretos ou indiretos), no mesmo local ou em locais distintos. Este enfoque é altamente recomendado uma vez que provê consistência e confiabilidade às medições. Os dados obtidos por meio de cada método devem ser analisados separadamente, verificando-se a adequação das simplificações assumidas para cada um deles. Os dados obtidos por meio de diferentes métodos devem ser combinados para impor uma restrição mais rigorosa sobre os valores das tensões *in situ*. A combinação dos dados é também vital quando um limitado número de determinações realizadas por distintos métodos está disponível. Ainda, as determinações de tensões *in situ* devem ser feitas em estágios, com um ou mais métodos. A idéia é usufruir dos melhores atributos dos diferentes métodos para cada projeto. (Fora de alinhamento)

Nos últimos 40 anos várias técnicas para a determinação de tensões *in situ* foram desenvolvidas e aprimoradas. Estas técnicas podem ser divididas em seis grupos principais. A Tabela 3 apresenta estes métodos e os volumes de rocha envolvidos em cada um deles.

Tabela 3 Métodos de medição de tensões *in situ* e volumes de rocha envolvidos em cada método.

PRINCÍPIO DOS MÉTODOS	TIPOS DE MÉTODOS	VOLUME (m ³)
Métodos Hidráulicos	Fraturamento hidráulico	0,5 – 50
	Fraturamento dilatométrico	10 ⁻²
	Ensaio de pressurização em fraturas pré- existentes (HTPF)	1 – 10
Métodos de alívio das Tensões	Alívio de Tensões em Superfícies	1 – 2
	Sobrefuração	10 ⁻³
	Alívio de tensões em furos (sobrefuração, abertura	10 ⁻³ – 10 ⁻¹

	de fendas, etc.)	²
	Alívio em grandes volumes de rocha (furos de grande diâmetro, técnicas de subescavação, etc.)	$10^2 - 10^3$
Métodos do Cancelamento das Deformações/ Deslocamentos	Almofadas planas	0,5 – 2
	Almofadas curvas	10^{-2}
Métodos de Recuperação das Deformações	Recuperação de deformações anelásticas	10^{-3}
	Análise da curva de deformação diferencial	10^{-4}
Métodos Baseados na Ruptura de Paredes de Furos	Análise pelo calibrador e medidor de mergulho	$10^{-2} - 10^2$
	Análise de imageamento de alta resolução	$10^{-2} - 10^2$
Outros Métodos	Análise de estrias de fricção em espelhos de falhas	10^8
	Mecanismos focais de sismos	10^9
	Métodos indiretos (efeito Kaiser, etc.)	$10^{-4} - 10^{-3}$
	Inclusões em rochas com comportamento dependente do tempo	$10^{-2} - 1$
	Medições de tensões residuais	$10^{-5} - 10^{-3}$

Fonte: Amadei & Stephansson, 1997.

Nas páginas seguintes será apresentada uma visão geral desses métodos, com um resumo sobre suas vantagens e desvantagens.

5. MÉTODOS HIDRÁULICOS

5.1 Método do fraturamento hidráulico

Dentre os três métodos hidráulicos, o hidrofraturamento ou fraturamento hidráulico é, de longe, o mais empregado.

Fairhurst (1964) foi o primeiro a recomendá-lo como um método para a determinação de tensões *in situ* (Amadei & Stephansson, 1997). O método tem sido empregado em furos profundos e muito profundos, com testes realizados a profundidades de 6 a 9 km (Te Kamp, Rummel e Zoback em 1995, citados por Amadei & Stephansson, 1997).

Neste método, tanto a tensão vertical quanto a horizontal são admitidas como tensões principais e a tensão vertical é considerada como devida ao peso do recobrimento de rocha.

O fraturamento da rocha é obtido pelo bombeamento de água ou de lama de perfuração em um trecho do furo isolado por obturadores duplos (Figura 5.1) e a orientação da fratura assim induzida é obtida por meio de obturadores de impressão (Figura 5.2) ou de imageamento de alta resolução (aparelhos *optical televiewer* _ RGB – Figura 5.3) obtidas da parede do furo.



Figura 5.1 Obturador duplo para execução de ensaio de Fraturamento Hidráulico.

Fonte: Imagens gentilmente cedidas pela INFLATABLE PACKERS INTERNATIONAL _ IPI©, todos os direitos reservados).



Figura 5.2 Obturador de impressão para a identificação de hidro-fraturas induzidas por ensaios de Fraturamento Hidráulico, e imagens reais de preparação do obturador e identificação das hidro-fraturas que foram induzidas.

Fonte: Imagens gentilmente cedidas pela INFLATABLE PACKERS INTERNATIONAL_IPI© e CENTRAIS ELÉTRICAS FURNAS S/A, todos os direitos reservados).



Figura 5.3 Ferramenta de imageamento ótico de alta resolução OTV (*optical televiewer*) para obtenção da orientação das hidro-fraturas induzidas no trecho de ensaio de Fraturamento Hidráulico.

Fonte: Imagens gentilmente cedidas pela GEOSOL – GEOLOGIA E SONDAgens S/A, todos os direitos reservados).

A determinação das tensões *in situ* por este método é possível quando fraturas verticais são formadas. Neste caso, a tensão horizontal menor é inferida da pressão de fechamento da fratura induzida (*shut-in pressure*).

A técnica do fraturamento hidráulico para a determinação de tensões *in situ* em maciços rochosos encontra-se bem estabelecida desde longa data pelo que será aqui descrita de forma sumária.

O ensaio consiste em ciclos de pressurização e despressurização em trechos de furos de sondagem, com um comprimento de aproximadamente seis vezes o diâmetro nominal do furo que está sendo ensaiado, isolados por obturadores duplos, trechos estes previamente escolhidos de acordo com a localização das estruturas de interesse e ausência de fraturas.

Em geral são executados três ciclos de pressurização/despressurização, sob vazão aproximadamente constante, sendo que no primeiro ciclo, no trecho ascendente da curva pressão x tempo, determina-se a pressão de fraturamento P_b (*breakdown pressure*), no segundo e terceiro ciclos são determinadas as pressões de reabertura da fratura P_r (*fracture reopening pressure*) na parte ascendente da curva pressão x tempo e a pressão de fechamento da fratura P_s (*shut-in pressure*) na parte correspondente ao decaimento da pressão com o tempo nesses ciclos quando se interrompe a injeção do fluido de pressurização.

P_s é o menor nível de tensão, durante o decaimento da pressão com o tempo, capaz de manter a hidro-fratura aberta em oposição ao estado de tensões longínquo, servindo assim para a estimativa direta da tensão horizontal mínima σ_h :

$$\sigma_h = P_s$$

(eq. 5.0)

O quarto ciclo (*steprate*) consiste na aplicação de vazões aproximadamente constantes e em estágios crescentes. A Figura 5.4

possibilita uma visualização da sequência dos ciclos.

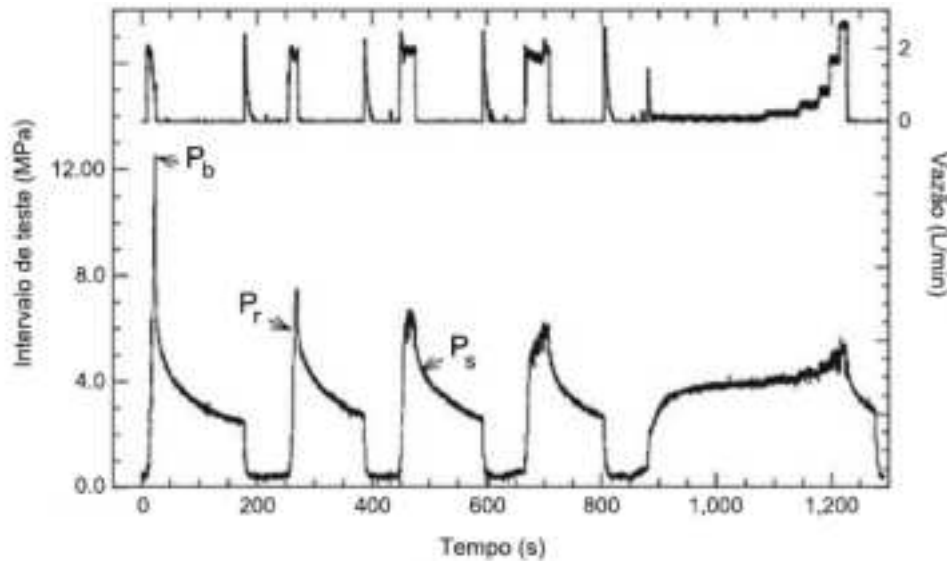


Figura 5.4 Gráfico esquemático mostrando os ciclos de pressurização/despressurização versus tempo e os parâmetros obtidos.

Fonte: Modificado de Haimson & Cornet, 2003.

A interpretação convencional dos resultados obtidos requer a admissão de que a rocha é impermeável ao fluido de pressurização, no caso, a água. Isto permite que o valor da tensão horizontal máxima σ_H seja calculado a partir da Solução de Kirsh para a distribuição das tensões em torno de furos circulares abertos em meios elásticos e do conceito de Terzaghi para as tensões efetivas, assim:

$$(\sigma_H - u) = T + 3(\sigma_h - u) - (P_b - u)$$

(eq. 5.1)

onde σ_h é a tensão horizontal mínima, u é a poropressão, P_b é a pressão crítica (*breakdown pressure*) e T a resistência à tração da rocha (Haimson, 1988).

Diversos procedimentos têm sido propostos para a interpretação desses testes. A tensão horizontal maior é determinada a partir do registro pressão versus tempo, da concentração de tensões em torno de um furo

circular em um meio isotrópico e do conhecimento da resistência à tração da rocha. Várias interpretações têm sido propostas com relação a qual valor de resistência à tração da rocha deve ser usado, o tipo de análise de tensões a ser utilizada para diferentes tipos de rocha, se pela solução de Kirsh ou pela mecânica da fratura, sobre o efeito da temperatura, fluidos de pressurização e a poroelasticidade. As duas tensões horizontais são determinadas pelo método se os testes são levados a cabo em furos verticais sem revestimento.

Em rochas salinas a execução dos testes exige equipamentos e cuidados especiais e em rochas muito porosas, a interpretação dos resultados pode ser difícil.

As determinações exigem trechos de furo contendo rocha intacta de cerca de 2 a 3 m, dependendo do tipo de equipamento utilizado, o que possibilita a realização de testes em formações sedimentares com espessura reduzida.

A aplicabilidade desses testes sob condições hostis tais como sob tensões elevadas e sob altas temperaturas (acima de 200° C), condições estas encontradas em furos muito profundos, é muito limitada em função da dificuldade encontrada para fraturar a rocha. Nestes casos, equipamentos especiais são utilizados, porém a rocha pode apresentar um comportamento não-linear e dúctil, podendo ocorrer ruptura da parede do furo.

A metodologia hidráulica do ensaio de FH não é uma novidade como pudemos constatar acima. Também, não constitui novidade que o fraturamento hidráulico tem sido aplicado pela indústria do petróleo há anos com o objetivo de estimular a produção, provocando o aumento da porosidade e da permeabilidade das rochas produtoras de óleo e gás. Aliás, foi desse método que surgiu as bases que deram origem ao ensaio de FH como o conhecemos e aplicamos atualmente.

Ocorre que sua aplicação no campo da engenharia e da geologia de engenharia com a finalidade de se obter o campo de tensões *in situ*, ao

contrário do que se observa na indústria do óleo e gás, sempre apresentou restrições quanto à profundidade no momento de se conduzir os estudos. O dado novo está no fato de que pela primeira vez no território nacional foi possível executar ensaios de fraturamento hidráulico (FH) com sucesso em furos de sondagem com até de 800 m de profundidade.

5.1.1 Método do fraturamento hidráulico em grandes profundidades

O empreendimento mineral, que contratou na época a empresa REDE S/A assim como o grupo de Geotecnia e Geofísica *Inside The Hole*, apresentou o desafio de estudar e obter os resultados das tensões horizontais principais em grandes profundidades. Essas tarefas foram cumpridas com êxito pelas empresas envolvidas e o grupo de consultores independentes, que foram contratados para avaliar os dados e emitirem os relatórios finais. O mesmo furo de sondagem, denominado aqui com a identificação fictícia de Furo-01A, foi usado para exemplificar o cálculo da nova metodologia que permite uso de *breakouts* para a obtenção dos valores de σ_H e σ_h nesta publicação. Veremos mais adiante que se atingiu profundidade suficiente para executar e validar ensaios de FH nas metragens de 646,40 e 756,50 m sendo que estes, em questão, foram considerados válidos e aproveitados para as interpretações necessárias aos objetivos dos trabalhos desenvolvidos como veremos na Tabela 4.

As minas em atividade no território brasileiro têm alcançado cotas mais profundas e isso favorece o aparecimento do efeito do campo de tensões nas escavações de modo geral e normalmente se conjugam uma série de abordagens para se analisar o problema. O emprego do ensaio de FH para a finalidade destes estudos e abordagens na indústria da mineração estava limitado a profundidades não superiores a 300,00 m. Houve recusa de consultorias estrangeiras para virem ao território nacional e executar ensaios de FH além da metragem citada acima cabendo às empresas de sondagem nacionais citadas a tarefa de executarem os ensaios propostos

(Figura 5.5). Observamos, portanto, na Tabela 4 que os objetivos foram alcançados com sucesso. Os ensaios realizados nas profundidades de 646,40 e 756,50 m apresentaram-se como valores válidos e puderam ser aproveitados para a emissão do relatório final daquela campanha de ensaios.



Figura 5.5 Equipamento de FH para dos ensaios no diâmetro N até a profundidade de 800 m. No mosaico de fotos temos o veículo 4x4 modelo baú que abriga a máquina de fraturamento hidráulico seguida de uma visão geral da máquina de fraturamento operando no momento em que o obturador duplo está na bancada realizando testes de superfície e por fim o obturador em montagem para iniciar a descida em furo de sondagem que será ensaiado.

Fonte: Imagens gentilmente cedidas pela REDE S/A, todos os direitos reservados.

Tabela 4 Resultados dos ensaios de FH executados no Furo 01A com a realização dos mesmos em profundidades superiores a 700 m.

Ensaio em (m):	Pc (MPa):	Pr (MPa):	Ps (MPa):	σ_h (MPa):	σ_H (MPa):	Kh:	KH:	σ_V (MPa):	Kmédio	Resultado:
225,70	8,50	4,36	4,14	4,14	8,06	1,28	0,66	6,30	0,97	Inválido
339,80	22,65	18,10	16,25	16,25	30,65	3,22	1,71	9,50	2,46	Válido
479,50	8,60	6,28	6,00	6,00	11,72	0,87	0,45	13,40	0,66	Inválido
646,40	16,58	14,80	14,18	14,18	27,74	1,53	0,78	18,10	1,16	Válido
756,50	15,56	13,82	11,09	11,09	19,45	0,92	0,52	21,20	0,72	Válido

Os valores de σ_H e σ_h tiveram a ordem de grandeza esperada, as relações $K_{médio}$, K_H e o K_h calculadas retornaram valores compatíveis e esperados para o maciço rochoso na localidade estudada no norte do Brasil. A relação muito empregada para a validação dos dados apresentados, não está presente, mas fica evidente que os valores se calculados, respeitam essa condição o que valida os resultados. As duas classificações “Inválido” presentes na Tabela 4 são resultado da interpretação dos ensaios. Nestes dois casos as hidro-fraturas não ocorreram e abriram-se fraturas pré-existentes na horizontal. Essa *expertise* e capacidade operacionais permitiram que várias outras campanhas de sondagem para execuções de ensaios de FH fossem realizadas no território nacional cumprindo com suas finalidades propostas.

5.2 Fraturamento dilatométrico

Este método é similar ao fraturamento hidráulico exceto pelo fato de sua maior vantagem residir na não penetração do fluido de pressurização nos vazios da rocha sob fraturamento. Neste caso o fluido fica confinado dentro de uma membrana elástica de neoprene.

O método foi proposto originalmente por Stephansson em 1983 sendo citado por Amadei & Stephansson (1997) e consiste na inserção do dispositivo no interior do furo, posicionando-o no trecho de ensaio e pressurizando a membrana. Como no método do fraturamento hidráulico convencional, a fratura se inicia na parede do furo quando a pressão de pressurização excede a resistência à tração do meio rochoso, fazendo com que a fratura se propague segundo uma direção perpendicular à direção da tensão horizontal menor. As tensões principais, máxima e mínima, definidas em um plano perpendicular ao eixo do furo vertical, são determinadas a partir da pressão de fraturamento (*breakdown pressure*) e das pressões de reabertura da fratura, simples ou dupla, induzida na parede do furo, utilizando-se a solução de Kirsh. A orientação da fratura é

obtida por meio de *packers* de impressão ou de imageamentos de alta resolução.

Até o momento que precede o início da fratura, o ensaio consiste essencialmente num ensaio dilatométrico utilizado para a determinação do módulo de deformação do maciço rochoso, estabelecendo-se para tanto um valor para o Coeficiente de Poisson (ν).

As técnicas dilatométricas mais difundidas são (Nunes, 1998):

- Método convencional de Stephanson (1983), conhecido também como pressiômetro CSM;
- Método “*Rockmeter*” ou “*Fracmeter*” de Charlez *et al.* (1986);
- Método “*Serata Stress Meter*” de Serata & Bellman (1983).

Nos dois últimos métodos são empregados medidores de deslocamentos vinculados à membrana do dilatômetro para determinar a orientação das fraturas uma vez que há um aumento dos deslocamentos segundo a direção normal ao plano da fratura gerada.

A desvantagem deste método, quando comparado com o fraturamento hidráulico, é que a pressão de fraturamento não é bem definida, complicando assim a interpretação dos resultados de campo (Amadei & Stephansson, 1997). Outra limitação é que a fratura não se propaga para longe da parede do furo, impedindo assim sua eventual horizontalização, o que impossibilita a verificação da magnitude da tensão vertical.

5.3 Ensaios de pressurização em fraturas pré-existentes (HTPF)

Este método é o único método hidráulico para determinação de tensões *in situ* a grandes profundidades em que o furo não precisa ser considerado vertical e perpendicular às direções das componentes das tensões principais.

Originalmente o método foi proposto por Cornet, em 1986, consistindo na reabertura de fraturas existentes, com orientações conhecidas, isoladas em trechos de furos submetidos à pressurização (Amadei & Stephansson, 1997). Sob este aspecto, este método é o oposto ao do fraturamento hidráulico uma vez que neste último os trechos ensaiados devem ser constituídos por rocha íntegra.

A condução do ensaio é feita pela injeção de fluido sob baixas vazões de tal forma que a pressão do fluido contrabalance a tensão que atua normalmente ao plano da fratura. Esta pressurização é repetida para trechos do furo que contenham fraturas não paralelas às já testadas. Uma vez que a tensão normal ao plano da fratura depende de um mínimo de seis componentes do campo de tensões *in situ* e da orientação da fratura em relação a este campo, um sistema de seis equações pode ser criado para determinar as seis componentes das tensões *in situ*, sem fazer qualquer consideração em relação à orientação das tensões principais, nem em relação ao modelo constitutivo do comportamento da rocha.

O método é sensível às variações laterais e verticais do campo de tensões estabelecido no volume de rocha envolvido pelo ensaio, não requer a determinação da resistência à tração da rocha e é independente dos efeitos da poropressão.

A execução dos testes envolve a utilização de equipamentos idênticos aos utilizados no fraturamento hidráulico, contudo, especial atenção deve ser reservada à fratura em si mesma, uma vez que esta deve ter uma dimensão na qual a distribuição da tensão normal possa ser considerada uniforme e uma geometria planar.

O método requer a execução de um grande número de testes em fratura com várias direções e mergulhos, em uma região em que o campo de tensões possa ser considerado contínuo. Por outro lado, o maciço rochoso não pode ser muito fraturado dado que as fraturas precisam ser isoladas para a realização dos testes.

Por fim, constata-se que o método não é adequado para determinações em formações rochosas heterogêneas, como maciços estratificados, mas apresenta bons resultados quando empregado em formações rochosas homogêneas (Burlet, Cornet e Feuga em 1989, citados por Amadei & Stephansson, 1997).

6. MÉTODOS DE ALÍVIO DAS TENSÕES

Diversos tipos de métodos de alívio de tensões têm sido propostos desde 1930 (Amadei & Stephansson, 1997). Eles podem ser agrupados em três grandes grupos:

- Métodos que envolvem a medição de deformações ou deslocamentos em superfícies rochosas expostas em escavações em superfície ou subterrâneas;
- Métodos que usam instrumentos em furos;
- Métodos que envolvem a resposta de grandes volumes de rocha.

O conceito por trás desses métodos é isolar, total ou parcialmente, um volume de rocha do campo de tensões que atua na massa de rocha circundante e monitorar sua resposta a este estímulo, o que pode ser feito por diferentes métodos como a sobrefuração em furos, abertura de fendas e subescavações.

Diferentemente do fraturamento hidráulico, as tensões não estão diretamente relacionadas com as pressões aplicadas, devendo ser inferidas a partir de deformações ou deslocamentos originados pelo alívio provocado pelo desconfinamento e medidos em amostras isoladas em furos ou na rocha circundante associada ao processo de alívio.

O sucesso na interpretação dos dados dependerá, em grande parte, da capacidade em:

- Estabelecer uma relação tensão-deformação (ou deslocamento) para a rocha;
- Da capacidade de determinar as propriedades do maciço rochoso a partir de amostras em laboratório;

- Dispor de instrumentação sensível a pequenas deformações ou deslocamentos.

Como é prática comum estabelecer uma relação entre deformações ou deslocamentos e as componentes das tensões *in situ* por equações derivadas da teoria da elasticidade, estes métodos exigem trechos de furos e extensões de superfícies isentas de fraturas. Outras técnicas como a subescavação não padecem dessas limitações.

Estes métodos, originalmente desenvolvidos para rochas duras, têm sido testados para emprego em condições nem tanto ideais tais como rochas brandas (Ferraz & Armelin, 1981) e rochas evaporíticas. Nestes casos a taxa de sucesso tem variado amplamente.

6.1 Classes principais dos métodos de alívio de tensões

- Monitoramento das deformações superficiais de blocos de rocha isolados do maciço rochoso;
- Monitoramento das deformações de furos devidas à perfuração de furos paralelos;
- Perfuração de furos coaxiais ou sobrefuração.

6.1.1 Métodos de alívio em furos de sondagens

Relacionam-se as principais técnicas e equipamentos para estes métodos:

- Sobrefuração com células pré-tensionadas;
- Sobrefuração com dispositivos do tipo *Borehole Deformation Gauge* do USBM;
- Sobrefuração com células coladas no fundo de furos como o *doorstoper* e discos fotoelásticos;

- Sobrefuração com células triaxiais do tipo CSIR;
- Sobrefuração com células triaxiais hemisféricas ou cônicas coladas ao fundo de furos;
- Sobrefuração com inclusões rígidas, sólidas ou ocas;
- Fraturamento, abertura de rasgos e aprofundamento de furos;
- Métodos holográficos;
- Subfuração em paredes de furos;
- Corte de fendas em furos.

6.1.2 Métodos de alívio em grandes volumes rochas

Relacionam-se as principais técnicas para estes métodos

- Método baseado em perfurações de grande diâmetro;
- Retroanálise;
- Técnicas de subescavação.

6.1.3 Método de alívio de tensões em superfícies

O alívio de tensões em superfícies de rocha foi a primeira técnica utilizada para a determinação de tensões *in situ* em paredes de escavações subterrâneas, quando estas superfícies eram então instrumentadas com relógios comparadores ou pinos. Assim, a resposta da rocha ao alívio provocado pelo corte ou pela perfuração era obtida registrando-se as leituras dos relógios ou pinos antes e depois do processo de alívio.

Estes métodos sofrem de diversas limitações. Em primeiro lugar o desempenho dos relógios comparadores ou pinos pode ser afetado pela umidade ou pela poeira. Em segundo lugar as deformações ou deslocamentos são medidos em uma superfície de rocha que pode ter sido perturbada, ou danificada, pelo intemperismo ou pelo próprio processo de escavação. Finalmente, fatores de concentração de tensões têm que ser admitidos de forma estabelecer uma relação entre as tensões medidas no

local, ou seja, nas paredes da escavação, e aquelas correspondentes ao campo de tensões situado fora da zona de influência da escavação (Amadei & Stephansson, 1997). Estas limitações conduziram ao desenvolvimento de dispositivos e técnicas para serem utilizados em furos de sondagem, em pontos afastados das zonas de influência das escavações.

6.1.3.1 Método de alívio de tensões em furos de sondagens

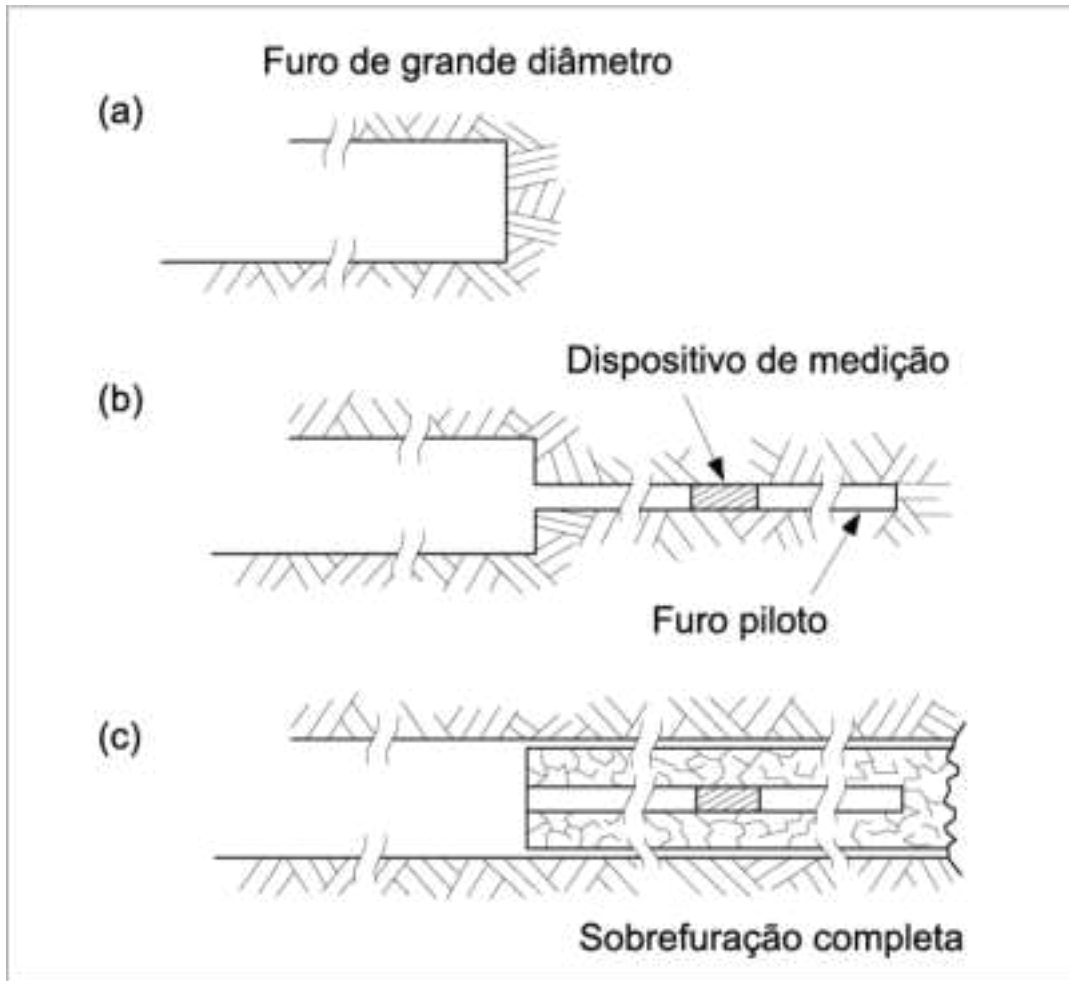
Estes métodos que utilizam instrumentos em furos são conhecidos por métodos de sobrefuração e são, indubitavelmente, dentre os métodos de alívio de tensões, os mais amplamente usados. Eles podem ser classificados como métodos de alívio total das tensões.

Os passos básicos para a execução das determinações por este método são:

- Perfuração de um furo com o diâmetro variando entre 60 e 200 mm até a profundidade de ensaio como mostrado na Figura 6.1a, garantindo-se que o ponto de interesse esteja situado fora da zona de influência da escavação, ou seja, a uma distância equivalente a cerca de 1,5 a 2,0 vezes o vão ou o diâmetro da abertura. O diâmetro do furo pode variar bastante de acordo com o método de sobrefuração adotado e com o local em que os ensaios são realizados. Assim, nos Estados Unidos, Canadá e Reino Unido os investigadores preferem utilizar furos com 150 mm de diâmetro. Já na Suécia e Noruega os diâmetros de 76 e 88 mm são preferidos e no Japão são utilizados furos com diâmetro de 220 mm (Amadei & Stephansson, 1997). Lang, Thompson e Ng em 1986, citados por Amadei & Stephansson (1997), consideram que furos com diâmetros maiores são vantajosos, por propiciarem um menor número de quebras em rochas brandas, pelo menor efeito sobre os resultados do calor gerado pela sobrefuração e pelas heterogeneidades de menor

escala. Por outro lado, furos com diâmetros menores são mais econômicos e possibilitam a execução de um maior número de testes;

- Num segundo passo Figura 6.1b, um furo piloto, usualmente em diâmetro EW (38 mm), é perfurado a partir do fundo do furo com maior diâmetro. Os dois furos deverão apresentar maior concentricidade possível, o que, por vezes, exige o aplainamento do fundo do furo maior, de forma a centralizar o furo menor. As amostras extraídas do furo menor possibilitam a inspeção da qualidade da rocha no trecho em questão, auxiliando na decisão sobre o posicionamento do dispositivo de medição. Em alguns casos essas amostras são utilizadas para a obtenção das constantes elásticas da rocha. Os furos piloto de menor diâmetro devem ter comprimento suficiente para permitirem que os efeitos de suas extremidades sobre as determinações possam ser negligenciados. Assim, o comprimento dos furos piloto oscila entre 300 a 500 mm. Neste estágio, um dispositivo capaz de medir pequenas deformações e pequenos deslocamentos é introduzido e fixado no furo piloto. O dispositivo também poderá ser fixado no fundo plano do furo, como é o caso do *doorstopper*, dispensando-se assim a perfuração do furo piloto, mas exigindo uma cuidadosa preparação do fundo do furo;



Figuras 6.1 6.1a, 6.1b e 6.1c – Etapas do processo de sobrefuração.

Fonte: Amadei e Stephansson, 1997.

- O último passo a ser seguido é a execução da perfuração do furo de grande diâmetro (Figura 6.1c), quando se obtém o alívio das tensões em torno do cilindro de rocha oco assim formado. Variações nas deformações ou nos deslocamentos são registradas enquanto a sobrefuração avança além do plano das medições. Após a sobrefuração o cilindro de rocha oco, contendo o dispositivo de medição, é recuperado e testado em câmara biaxial para determinação das propriedades elásticas da rocha.



Figura 6.2 O processo de sobrefuração com furo piloto aberto (imagem da esquerda) e com célula triaxial posicionada na imagem da direita.

Fonte: imagens gentilmente cedidas FURNAS CENTRAIS ELÉTRICAS S/A, todos os direitos reservados.

Essas propriedades também podem ser obtidas por meio de ensaios de compressão uniaxial nos cilindros de rocha ou, por ensaios de compressão uniaxial em amostras de rocha similares extraída do trecho onde foi conduzida a determinação e, submetidas às mesmas condições de confinamento *in situ*. Testes dilatométricos também podem ser utilizados, desde que executados nas vizinhanças do trecho onde foram determinadas as tensões *in situ*, de forma a evitar diferenças significativas entre as amostras de rocha. Helal & Schwartzmann (1983) citados por Amadei & Stephansson (1997), também mencionam a possibilidade de se utilizar almofadas curvas em torno do cilindro de rocha de forma a aplicar a pressão de confinamento.

Diversos dispositivos foram desenvolvidos para a utilização em operações de sobrefuração em furos de sondagens, com muitos deles experimentando melhorias até os dias atuais.

Dentre os dispositivos mais empregados pode-se citar o *Borehole Deformation Gauge* (Figura 6.3), do *United States Bureau of Mines*, apresentado originalmente por Merrill, em 1967 (Amadei & Stephansson, 1997). Este dispositivo se adapta a furos piloto EW (38 mm), sendo a

operação de sobrefuração realizada com diâmetro de 150 mm. As deformações da parede do furo são medidas segundo três diâmetros dispostos em ângulos de 60°, um em relação ao outro, e dispostos num plano normal ao eixo do furo EW. O BDG, como é costumeiramente designado, é utilizado, em geral, até profundidades de 30 m, embora algumas medições tenham sido realizadas a profundidades de 70 m em furos verticais.

As vantagens que o BDG apresenta são:

- O dispositivo é recuperável e reutilizável;
- Não há o emprego de cimento ou resina para a fixação do dispositivo, o que possibilita a sua utilização em furos inundados;
- O dispositivo tem sido utilizado durante um longo período de tempo, com sucesso comprovado no campo;
- É projetado para possibilitar um monitoramento contínuo durante a sobrefuração;
- Não afeta essencialmente as tensões instaladas na rocha;
- O processo de instalação permite que seja instalado sucessivamente dentro do furo;
- Diversos ensaios podem ser realizados em um período curto de tempo;
- O dispositivo é pouco afetado por variações de temperatura da rocha ou do líquido de circulação uma vez que é configurado em ponte completa;

Pode ser regularmente calibrado, garantindo a acurácia.

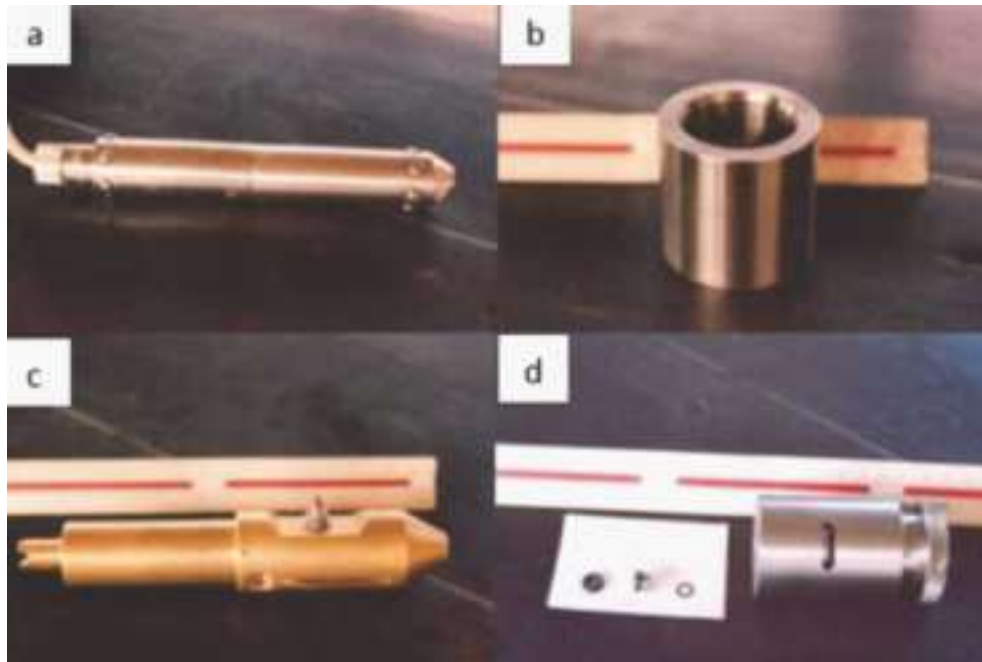


Figura 6.3 Fotos do *Borehole Deformation Gauge*: (a) o instrumento propriamente dito; (b) o calibrador; (c) o marcador de referência para orientação; e, finalmente (d) o calibrador das lâminas com os extensômetros elétricos.

Fonte: IPT – INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO, todos os direitos reservados.

A taxa de sucesso em medições conduzidas com o auxílio do BDG tem sido de 80% para rochas de boa qualidade e, de 5% para rochas submetidas a altas tensões (Cai em 1990, citado por Amadei & Stephansson, 1997).

As maiores desvantagens do BDG são:

- Requer um comprimento mínimo de 300 mm de rocha intacta;
- Pode ser danificado em interrupção da operação de sobrefuração;
- São necessários três furos não coplanares para a completa determinação das tensões *in situ*;
- A resposta do dispositivo depende em grande parte do contato com os botões de apoio;
- Há necessidade de calibrações antes e depois da instalação;

- Os pontos de apoio na parede do furo podem ser afetados por descontinuidades heterogeneidades e pelo tamanho do grão da rocha.

Outro dispositivo é a célula de Bonnechère (1971), desenvolvida na Universidade de Liège, que foi projetada para medir, de forma contínua, tanto o deslocamento longitudinal quanto o diametral do furo durante a operação de sobrefuração. A célula se adapta a furos piloto com diâmetro de 76 mm e, embora tenha sido usada em poucas determinações, tem potencial para determinar o estado de tensões completo em um único furo por meio da medição de deslocamentos somente. Uma das vantagens desta célula é ser integralmente recuperável.

A célula de Kanagawa e co-idealizadores (Sugawara & Obara, 1993) é utilizada em furos piloto com 48 mm de diâmetro. O dispositivo permite a determinação do estado de tensões completo em um único furo de sondagem. Sua configuração apresenta quatro sensores diagonais e quatro diametrais e a operação de sobrefuração é realizada com diâmetro variando de 180 a 218 mm. Embora pouca informação sobre esta célula esteja disponível fora do Japão, os autores mencionam que calibrações especiais são necessárias para converter os dados relativos às medidas diametrais e diagonais em tensões.

Já o *CSIR Doorstopper* difere ligeiramente dos demais métodos de sobrefuração, pois nele não há a abertura de um furo piloto e sim a continuidade da perfuração em seu diâmetro usual. Desenvolvida por Leeman (1964) e pelo *Council for Scientific and Industrial Research*, na África do Sul, este dispositivo tem 35 mm de diâmetro e opera em furos BW (60 mm de diâmetro) ou em furos NW (76 mm de diâmetro). Na base do instrumento uma roseta de três ou quatro extensômetros elétricos dispostos a 45° é colada a um suporte circular. Os terminais dos extensômetros elétricos são conectados a quatro ou cinco pinos de um conector isolado. Tanto o suporte dos extensômetros quanto o conector

são moldados em um invólucro de borracha que funciona como proteção contra água e poeira. O conector é posicionado em uma ferramenta de instalação que, por sua vez, é conectada a um condicionador/indicador de sinais de leitura das deformações. A célula é introduzida no furo, comprimida e colada à superfície regularizada do fundo do furo. As deformações são lidas antes e durante a sobrefuração. Conhecendo-se as propriedades elásticas da rocha, as tensões que atuam no plano que contém o fundo do furo podem ser determinadas.

Modificações introduzidas nesta célula possibilitam a sua utilização em furos que contêm água, permitindo um monitoramento contínuo do alívio, o que não era possível no modelo original.

As principais vantagens do CSIR *Doorstopper* é que ele requer um comprimento de sobrefuração bastante curto e pode ser utilizado em furos com pequeno diâmetro (Amadei & Stephansson, 1997).

As desvantagens encontradas no uso do *Doorstopper* são (Amadei & Stephansson, 1997):

- O fundo do furo deve ser plano e liso;
- Podem surgir problemas com a colagem, embora novas resinas permitam reduzir esta desvantagem;
- São necessários três furos não paralelos entre si para a completa determinação do estado de tensões;
- O tempo de cura da resina pode variar entre 1 a 20 horas, dependendo da resina utilizada e das condições do furo;
- O modelo original da célula não permite o monitoramento contínuo do alívio das tensões.

Outro dispositivo sul-africano é a Célula triaxial CSIR. Esta célula foi proposta originalmente em 1966 por Leeman e Hayes e desenvolvida pelo grupo de pesquisa do *Council for Scientific and Industrial Research*, na África do Sul. Desde então, tem experimentado diversas modificações, em

particular com relação ao número e posicionamento dos extensômetros elétricos. A Figura 6.4 mostra duas vistas da célula que opera em furos EW, não interferindo com rigidez própria, uma vez que apenas as rosetas de extensômetros são coladas à parede do furo. No modelo original apenas as leituras anteriores e posteriores à sobrefuração podiam ser obtidas, porém modificações introduzidas possibilitam um monitoramento contínuo durante a sobrefuração (Thompson, Lang e Snider em 1986 e Gill *et al.* em 1987, citados por Amadei & Stephansson, 1997). Nesta modificação foi também contemplada a substituição do extensômetro elétrico que atuava como compensador térmico por um termistor que permite o monitoramento das variações de temperatura durante a sobrefuração na interface entre a célula e a rocha. A célula é autocompensada em relação às variações de temperatura uma vez que a configuração das ligações dos extensômetros elétricos é em ponte completa no modelo mais recente.



Figura 6.4 Célula triaxial CSIR com visualização de seu interior na foto à direita.

Fonte: Armelin, J.L., todos os direitos reservados.

As medições levadas a cabo com esta célula atingiram distâncias de 30 a 50 m das faces de escavação. Para evitar problemas com a água contida nos furos, estes são perfurados de forma levemente ascendente, mergulhando no sentido da escavação.

Testes conduzidos em laboratório por Cai em 1990, citado por Amadei & Stephansson (1997), mostraram que a célula triaxial CSIR tem desempenho

satisfatório e confiável quando utilizada em maciços isotrópicos e homogêneos e desempenho apenas aceitável quando utilizada em rochas moderadamente heterogêneas e com granulação média. Em maciços estratificados o desempenho da célula pode ser afetado pela localização dos extensômetros elétricos em relação às camadas e também por possíveis fissuras uma vez que os extensômetros elétricos são colados diretamente na rocha, proporcionando assim apenas medidas pontuais.

A principal vantagem da célula triaxial CSIR reside no fato de que ela determina o estado de tensões completo, utilizando apenas um furo de sondagem. Já as principais desvantagens são (Amadei & Stephansson, 1997):

- A célula requer que as paredes dos furos sejam perfeitamente limpas;
- O modelo original da célula não possibilita o monitoramento contínuo do alívio durante a sobrefuração;
- A célula não é recuperável a menos que se utilize o método de recuperação proposto por Cai & Blackwood (1991);
- O tempo necessário à cura da resina varia de 1 a 10 h, dependendo do tipo de resina e das condições do furo;
- É necessária a perfuração de furos profundos, que podem ser de difícil execução em rochas brandas ou estratificadas e também em maciços submetidos a altas tensões.

Outra célula é a CSIRO HI que foi desenvolvida no início dos anos 70 pelo *Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization*, na Austrália, e primeiramente relatada por Worotnicki e Walton em 1976. Assim como as células anteriormente descritas, essa também passou por diversas modificações, preservando, contudo, suas características básicas.

Esta célula também opera em furos EW, consistindo de um tubo de epóxi com paredes delgadas com cerca de 2 mm de espessura e três rosetas de

extensômetros elétricos, contendo três extensômetros cada um, dispostas a 120° na parede do tubo. Mais recentemente uma versão com parede ainda mais delgada, foi desenvolvida pelos seus idealizadores para a determinação de tensões *in situ* em rochas brandas (Worotnicki e Walton em 1986, citados por Amadei & Stephansson, 1997).

Uma das maiores diferenças entre a célula CSIRO HI e a célula triaxial CSIR, assim como no BDG do USBM, é que a célula fica permanentemente acoplada ao cabo de transferência de dados, possibilitando o monitoramento do alívio concomitantemente ao processo de sobrefuração que é executado, geralmente, com diâmetro de 150 mm.

A célula dispõe também de um termistor para medir as variações de temperatura durante a operação de sobrefuração. A profundidade de instalação da célula é, geralmente, de 30 m. Segundo Amadei & Stephansson (1997), a principal vantagem desta célula é que ela possibilita a determinação do estado de tensões completo a partir de um único furo de sondagem, com o monitoramento contínuo do alívio durante o processo de sobrefuração.

A célula CSIRO HI tem sido empregada com sucesso particularmente em rochas isotrópicas e submetidas a temperaturas na faixa de 15 a 40°C e com relativo sucesso em rochas submetidas a temperaturas variando no intervalo de < 10°C e > 40°C. Com relação à textura da rocha, resultados consistentes foram obtidos em rochas com grãos com dimensão até 4 a 5 mm (Worotnicki em 1993, citado por Amadei & Stephansson, 1997).

Finalmente, como a célula é colada à parede do furo piloto, isto faz com que a rocha se mantenha íntegra, particularmente no caso de rochas estratificadas, o que não é o caso do BDG do USBM.

Ainda segundo Amadei & Stephansson (1997), as desvantagens da célula CSIRO HI são:

- O custo da célula, cerca de três vezes o da célula triaxial CSIR;

- Requer longos trechos de rocha intacta o que pode ser difícil de encontrar em rochas brandas, estratificadas ou submetidas a elevados níveis de tensão;
- A célula está configurada em um quarto de ponte, o que requer correções para as variações de temperatura;
- Até recentemente a célula não era recuperável;
- Longos períodos de até 10 a 20 horas são necessários para a cura da resina epóxi, cura esta bastante difícil em ambientes úmidos e frios ademais, sob temperaturas inferiores a 10°C, pode ocorrer o amolecimento da resina na interface célula-rocha devido a pequenos aumentos da temperatura, originando plastificações ao longo da interface que podem resultar em elevadas tensões principais paralelas ao eixo do furo após a análise dos dados ou até mesmo ocasionar o descolamento.

Outro dispositivo é a célula SSPB, desenvolvida pelo *Swedish State Power Board*, na Suécia. Esta célula permite a determinação do estado de tensão tridimensional mediante um único ensaio em furo de sondagem. A célula possui três rosetas, dispostas a 120° em uma circunferência com 39 cm de diâmetro, com três extensômetros elétricos cada. Os extensômetros são sustentados por barras flexíveis e um sistema expelle a resina e posiciona as barras automaticamente quando a célula é posicionada no furo. Em seu modelo mais recente, aperfeiçoado por Christiansson *et al.* (1989), possibilita o monitoramento contínuo das deformações induzidas pela sobrefuração executada com diâmetro de 76 mm (Nunes, 1998).

Outra célula é a LUH, que foi desenvolvida na Universidade de Tecnologia de Lulea por Leijon (1983) e Leijon & Stillborg (1986). Assemelha-se à célula CSIR, excetuando pelo fato de que cada um dos três atuadores pneumáticos possui duas rosetas, cada uma com dois extensômetros elétricos. A célula opera em furos piloto com 38 mm de diâmetro e a sobrefuração é executada com diâmetro de 72 mm. Os extensômetros

elétricos são colados diretamente à parede de rocha do furo e a célula não permite o monitoramento contínuo das deformações de alívio durante a operação de sobrefuração (Nunes, 1998).

Uma importante célula é aquela desenvolvida Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa, pois no Brasil e em Portugal diversas determinações de tensões *in situ* foram realizadas utilizando esta célula triaxial.

Desde os anos 60, reconhecendo a importância da determinação do estado de tensões dos maciços rochosos e as técnicas que então surgiam, o LNEC desenvolveu modelos de células triaxiais para estas determinações. Estas células têm recebido o nome genérico de *Stress Tensor Tube* ou simplesmente STT.

O primeiro modelo, maciço, com os extensômetros elétricos dispostos segundo planos verticais, horizontais e inclinados tinham os centros desses extensômetros situados sobre o eixo longitudinal da célula. Incluía também um extensômetro compensador das variações de temperatura (Rocha, 1968). Esta célula, assim como as que lhe sucederam, operava em furos EX.

Este modelo, em função da sua rigidez e da dificuldade de montagem foi abandonado e substituído por um cilindro oco, com 2 mm de espessura de parede, contendo três rosetas de extensômetros com 8 mm de base de medida, embutidos à meia espessura da parede da célula e distribuídos como mostra a Figura 6.5

Apesar de ser de fácil montagem este modelo foi abandonado uma vez que os extensômetros não formavam, na realidade rosetas devido aos ângulos que cada um deles fazia em relação ao centro da célula. Além disso, continha três extensômetros paralelos ao eixo do cilindro, redundância esta que reduzia a sete o número de direções das medidas, fazendo com que apenas uma das direções restantes pudesse ser eliminada por alguma deficiência de ensaio tornando ainda possível a determinação do estado de tensões completo com uma única determinação (Pinto, 1990).

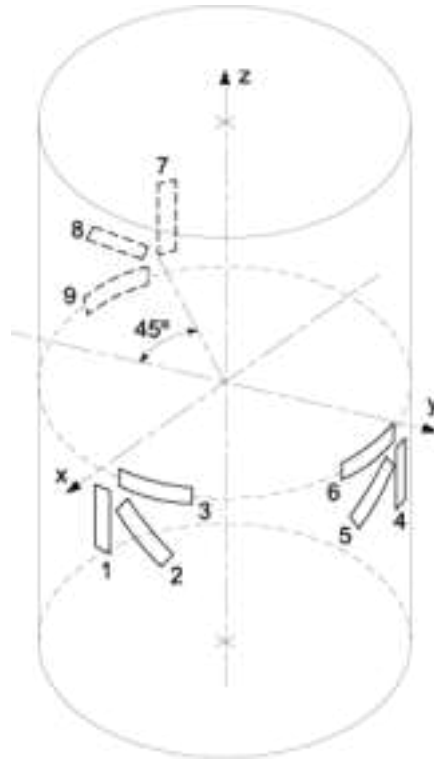


Figura 6.5 Modelo de célula triaxial do LNEC que originou o modelo posterior mostrado na Figura 6.6.
Fonte: Pinto, 1990.

O modelo seguinte, Figura 6.6, era formado por três rosetas de extensômetros dispostos a 45° , com os extensômetros de cada roseta tendo seu centro sobre uma mesma geratriz. Apesar da melhoria introduzida, os extensômetros ainda não se dispunham segundo uma roseta verdadeira, alinhando-se segundo verticais correspondentes, cada uma delas, a uma geratriz (Pinto, 1990).

O modelo atualmente utilizado pelo LNEC tem os extensômetros, em número de 10, dispostos segundo os 10 eixos de simetria de terceira ordem do dodecaedro ou do icosaedro, não tendo nenhum extensômetro paralelo ao eixo da célula, Figura 6.6. Esta disposição permite, com o funcionamento de seis extensômetros quaisquer, a determinação do estado de tensões completo, em torno do ponto em estudo, com uma amostragem mais equilibrada deste estado de tensões. A célula foi também reduzida em seu comprimento, com a parte oca tendo 200 mm,

com um comprimento total quando montada de 350 mm, o que torna a operação de sobrefuração mais rápida e com maior chance de sucesso. Neste modelo de célula, a resina epóxi vem alojada no interior da própria célula (Figura 6.8), sendo expelida pela pressão exercida em um êmbolo que a faz sair por quatro furos situados na extremidade inferior da célula (Pinto, 1990).

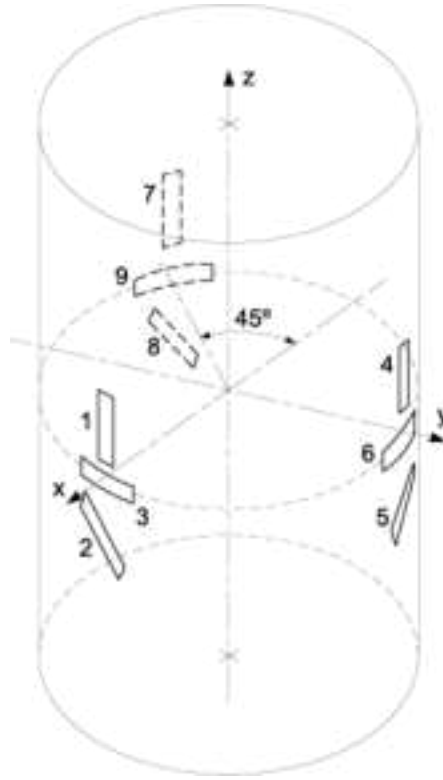


Figura 6.6 Modelo de célula triaxial do LNEC utilizado como referência no desenvolvimento da célula de que trata este estudo.

Fonte: Pinto, 1990.

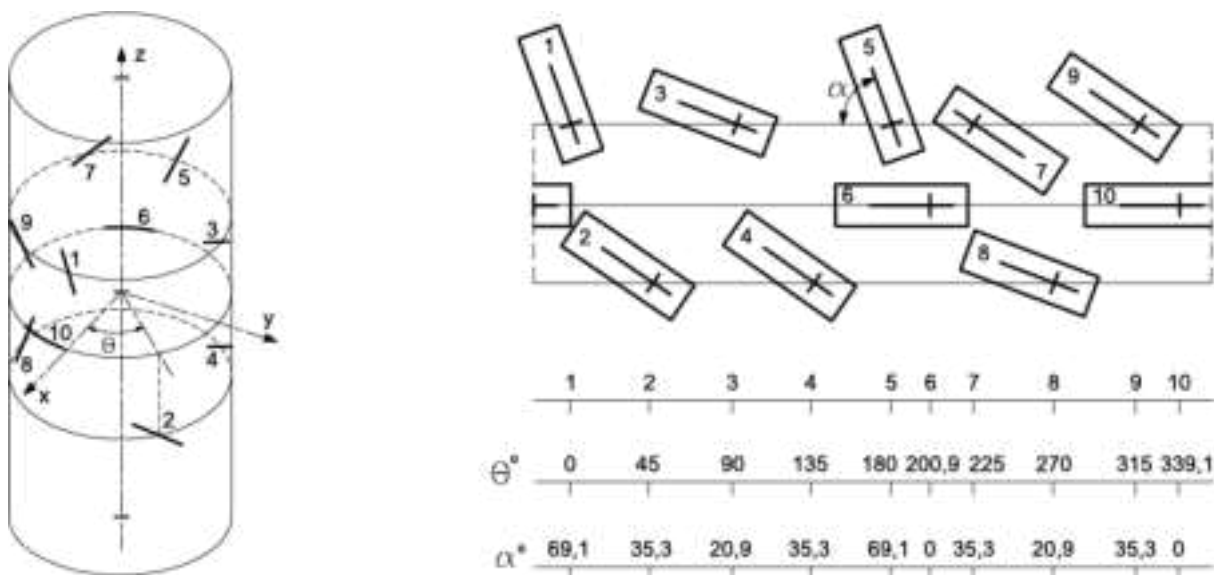


Figura 6.7 Arranjo esquemático de célula triaxial utilizada atualmente pelo LNEC com a disposição dos extensômetros de resistência.

Fonte: Pinto, 1990.



Figura 6.8 Circuito eletrônico do Módulo de Aquisição de Dados (MAD) da célula triaxial LNEC na esquerda figura e o módulo acoplado à célula triaxial na direita da figura.

Fonte: FURNAS CENTRAIS ELÉTRICAS S/A, todos os direitos reservados.

Para a obtenção das propriedades elásticas das rochas cujo estado de tensões foi determinado pelas células anteriormente descritas há a necessidade do emprego de câmaras biaxiais.

O teste foi sugerido pela primeira vez por Fitzpatrick, em 1962, e tem como principal objetivo determinar a deformabilidade da rocha, em particular durante o descarregamento. Pode ser usado também para a

verificação da anisotropia e heterogeneidade devidas ao tamanho dos grãos e a excentricidade dos furos. Adicionalmente pode servir para a verificação da resposta da rocha a ciclos de carregamento e descarregamento e o quão a rocha pode ou não ser tratada como linearmente elástica dentro da faixa de tensões *in situ* esperada. O monitoramento das deformações ou deslocamentos da amostra da sobrefuração pode ajudar na identificação da magnitude e taxa de evolução da fluência da rocha (Amadei *et al.*, 1997). A Figura 6.9 apresenta um esquema de uma câmara biaxial com a amostra já na condição de ensaio e o dispositivo de aquisição dos dados.

A finalidade precípua da câmara biaxial, Figura 6.10, é possibilitar a determinação das propriedades elásticas da rocha e permitir inferências sobre anisotropias.

As rochas que se comportam de maneira linearmente elástica durante testes biaxiais, podem ter suas propriedades elásticas determinadas por meio de soluções para deformações e deslocamentos na superfície interna de um cilindro vazado submetido a uma pressão externa axissimétrica. Muitas dessas soluções foram derivadas para meios anisotrópicos (Amadei *et al.* 1997).



Figura 6.9 Câmara biaxial com testemunho contendo a célula triaxial em seu interior em posição de teste.

Fonte: FURNAS CENTRAIS ELÉTRICAS S/A, todos os direitos reservados.

Para a célula em análise, tanto o módulo de Young E quanto o Coeficiente de Poisson ν podem ser determinados para cada roseta extensométrica, sendo $\varepsilon_{\theta i}$ e ε_{zi} as deformações tangenciais e longitudinais medidas na roseta i ($i = 1, 2, 3$), e p a pressão aplicada à superfície externa do cilindro de rocha tem-se (Amadei *et al.* 1997):

$$E = \frac{2p D^2}{\varepsilon_{zi}(D^2 - d^2)}, \nu = \frac{\varepsilon_{\theta i}}{\varepsilon_{zi}}$$

(eq. 6.0)

sendo D e d os diâmetros externo e interno do cilindro vazado respectivamente.

É usual determinar-se os parâmetros E e ν para cada uma das rosetas e depois adotar-se a média dessas determinações.

Worotnicki *et al.* em 1979, citado por Amadei *et al.* (1997) sugerem que o módulo calculado por meio da Eq. 3.0, é cerca de 20 a 25% inferior ao módulo verdadeiro e que o coeficiente de Poisson (ν) parece ser maior do que o valor real.

As variações entre os valores do módulo de Young (E) e do coeficiente de Poisson (ν) obtidos para cada roseta podem servir como um indicador qualitativo da anisotropia da rocha.



Figura 6.10 Câmara biaxial com testemunho contendo a célula triaxial em seu interior sendo preparada para os testes.

Fonte: FURNAS CENTRAIS ELÉTRICAS S/A, todos os direitos reservados.

Para a célula em questão esse indicador é dado pela comparação entre as deformações medidas pelos extensômetros com mesma orientação e por uma outra comparação entre as deformações medidas a 45° em relação ao eixo do cilindro ϵ_{45} com os valores das deformações circunferenciais e axiais (Worotnicki *et al.* em 1979, citado por Amadei *et al.*, 1997). Se a rocha é isotrópica, as deformações circunferenciais ϵ_{cir} devem ser iguais e os extensômetros dispostos paralelamente à direção do eixo do cilindro devem apresentar deformações iguais ϵ_{ax} atendendo à relação:

$$\epsilon_{45} = 0,5(\epsilon_{ax} + \epsilon_{cir})$$

(eq. 6.1)

Ou seja, as deformações medidas a $\pm 45^\circ$ devem ser as mesmas e iguais à média das deformações axiais e tangenciais. Por outro lado, se a rocha é anisotrópica, as deformações tangenciais e longitudinais podem ser diferentes de uma roseta para outra e a solicitação biaxial induzirá uma deformação cisalhante igual a $\pm 0,5 \cdot \gamma_{\theta z}$ que deve ser adicionada ao termo à direita na Eq. 6.1

A câmara biaxial aqui apresentada, Figuras 6.9 e Figura 6.10, foi construída em aço inoxidável e pode abrigar testemunhos de rocha com diâmetro HX (76,2 mm). O primeiro teste realizado com a câmara envolveu a utilização de um corpo-de-prova contendo uma célula triaxial de referência (modelo LNEC), com nove extensômetros, com os resultados obtidos apresentados na Figura 6.11.

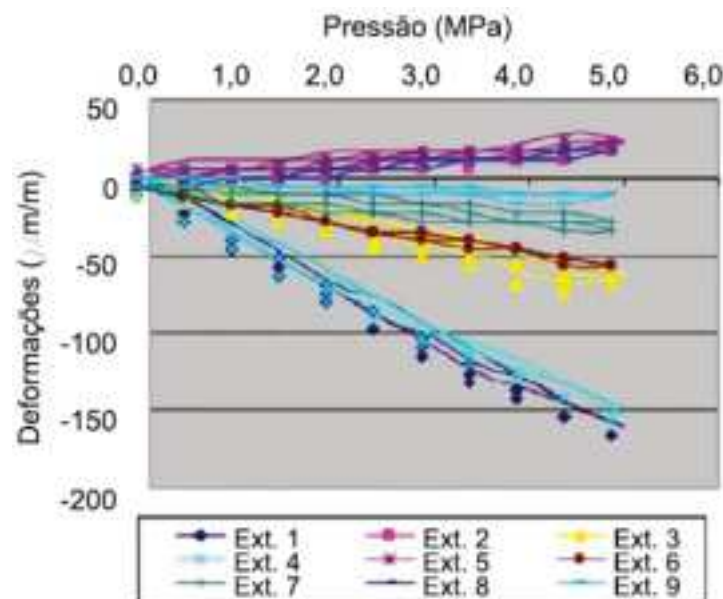


Figura 6.11 Resultado de ensaio biaxial conduzido sobre corpo-de-prova de granito Serra da Mesa.
Fonte: FURNAS CENTRAIS ELÉTRICAS S/A, todos os direitos reservados.

O gráfico evidencia o comportamento linear elástico característico da rocha testada, uma rocha homogênea, traduzido pelas deformações lidas pelos nove extensômetros elétricos colados a essa célula, evidenciando um desempenho adequado da câmara biaxial.

A obtenção das propriedades elásticas a partir dos ensaios em câmara biaxial encontra algumas dificuldades, pois o estado de tensões aplicado pela câmara difere daquele existente no maciço devido a uma parcela de esforços de tração que surge devido à seção em forma de coroa circular exposta pelos anéis de vedação e submetidas à pressão interna da câmara, efeito que aparece, de forma inevitável no ensaio “*pinching-off*”, ocasionando a ruptura das amostras por fraturas de tração que ocorrem junto aos anéis de vedação (Jaeger e Cook em 1976, citados por Tranter & Craggs, 1945), porém indesejado no caso da determinação das propriedades elásticas da rocha em câmara biaxial. Uma alternativa seria o emprego de uma câmara baseada no modelo da câmara triaxial de Hoek, com dimensões suficientes para alojar todo o cilindro de rocha com a célula triaxial solidarizada em seu interior e efetuar ensaios triaxiais para a verificação das deformações acusadas pela célula triaxial.

As deformações ou deslocamentos medidos durante os ensaios biaxiais são interpretados considerando-se as propriedades elásticas da rocha, incluindo-se aqui a sobrefuração, com base em soluções da teoria da elasticidade para o caso de deformações ou deslocamentos no interior de um cilindro oco submetido a uma pressão externa axissimétrica.

Outra técnica para a determinação das tensões *in situ* foi desenvolvida na Universidade James Cook, na Austrália, pelo grupo de pesquisa de Bock nos anos 80 (Nunes, 1998). O dispositivo projetado para a abertura de fendas em furos de sondagem, denominado “*borehole slotter*”, opera em furos com diâmetros variando entre 95 e 103 mm. As tensões são aliviadas localmente pelo corte de fendas em forma de meia lua na parede do furo com o auxílio de uma serra pneumática. Cada fenda tem uma largura de 1 mm e profundidade de 25 mm. Antes, durante e após o corte, as deformações tangenciais são medidas nas vizinhanças da fenda, segundo um arco de 15°, por meio de um sensor de deformação de contato que é parte integrante do dispositivo. As deformações são convertidas em tensões usando a teoria da elasticidade linear e as soluções de Kirsh para

tensões e deformações em torno de aberturas circulares. Um mínimo de três fendas, longitudinais em relação ao furo e geralmente dispostas a 120° , são necessárias à determinação das tensões no plano perpendicular ao eixo da perfuração.

Este dispositivo apresenta diversas vantagens uma vez que o método possibilita a realização de medições de forma rápida, o instrumento é integralmente recuperável e autossuficiente e propicia o monitoramento contínuo das deformações durante a operação de corte. Por meio de cortes adicionais de mais fendas, além das três necessárias, se obtém dados redundantes.

Por outro lado, algumas limitações são características do dispositivo (Amadei & Stephansson, 1997):

- O instrumento foi testado apenas em pequenas profundidades, geralmente menores que 30 m;
- O furo deve estar seco;
- A tensão paralela ao eixo do furo deve ser assumida, uma vez que as deformações tangenciais ao longo da parede do furo dependem de quatro componentes de tensão para o caso isotrópico, três delas no plano normal ao eixo do furo e uma paralela a este eixo.

Em geral observa-se uma boa concordância entre as medições efetuadas com este dispositivo e aquelas conduzidas com outras técnicas, o que faz crer que é um dispositivo promissor para a determinação de tensões *in situ* (Amadei & Stephansson, 1997).

O método do alívio de tensões pela abertura de um furo central, também denominado subfuração, foi o primeiro proposto por Duwall em 1974 (Amadei & Stephansson, 1997). A idéia é monitorar os deslocamentos radiais de pontos localizados em torno do furo central à medida que o furo vai sendo perfurado. O procedimento para a execução das medições

consiste, num primeiro passo, em fixar na superfície da rocha seis pinos dispostos a 60° sobre um círculo com diâmetro de 254 mm, utilizando-se para tanto de um gabarito metálico. Após a fixação, a distância entre pinos diametralmente opostos é medida e em seqüência um furo com diâmetro de 152 mm é perfurado no centro do arranjo dos pinos. A distância entre pinos diametralmente opostos é novamente medida e com três medidas determina-se a magnitude e a orientação da tensão principal secundária que atua na superfície rochosa. Os deslocamentos são medidos com acurácia de 0,001 mm.

A interpretação dos dados obtidos pelas medições utilizando a técnica da sobrefuração e as células anteriormente descritas é efetuada com base em algumas premissas (Amadei & Stephansson, 1997):

- As tensões que são aliviadas durante a sobrefuração são iguais às existentes no maciço previamente a esta operação. Recordando as etapas para a execução da sobrefuração mostradas nas Figuras 6.1a, 6.1b e 6.1c verifica-se que o processo pode ser entendido como um processo de cancelamento das componentes da tensão inicial que atuava sobre a superfície cilíndrica de rocha. Assim, a sobrefuração é equivalente à adição de uma tensão de tração de igual magnitude, porém com sinal oposto àquele da tensão que atuava na superfície do cilindro de rocha antes da sobrefuração;
- O diâmetro da sobrefuração não influencia as medições. A análise dos deslocamentos e deformações gerados durante a sobrefuração depende, em grande parte, do tipo de dispositivo utilizado nessas medições. Se o dispositivo em contato com a rocha não interfere nas deformações dessa rocha durante a sobrefuração, a amostra resultante estará completamente livre de tensões e deformações ao final da sobrefuração (alívio total). Isto é verdadeiro, independentemente do tamanho e forma da

amostra. O processo de sobrefuração libera deformações, deslocamentos e tensões devidas não apenas às tensões *in situ*, mas também aquelas induzidas pela abertura do furo piloto e do furo de grande diâmetro. Os dispositivos que permitem o alívio total das tensões, com pouca, ou mesmo nenhuma, interferência incluem o BDG do USBM, CSIR *Doorstopper*, a célula triaxial do CSIR e suas variantes, a célula triaxial do LNEC e a célula desenvolvida por FURNAS Centais Elétricas S.A.

- Se os dispositivos utilizados nas medições interferem nas deformações da rocha, a sobrefuração não conduz ao alívio total das tensões devido à presença de uma inclusão solidarizada à rocha que produz uma retenção das tensões e deformações residuais, tanto na inclusão quanto na rocha (alívio parcial). Este é o caso de inclusões sólidas ou ocas. O alívio parcial implica na influência do diâmetro de sobrefuração na distribuição das tensões e deformações nas vizinhanças do dispositivo de medição. Consequentemente, o diâmetro da sobrefuração deverá ser levado em conta nas análises das deformações e deslocamentos induzidos pela sobrefuração. Neste caso a imposição de tensões negativas aplicadas à superfície da sobrefuração não produz, em geral, um campo uniforme de tensões na inclusão, como no caso de um meio infinito.
- Adicionalmente, o alívio de tensões de compressão na fronteira da sobrefuração pode gerar tensões de tração ao longo da interface rocha-inclusão e romper a resina, particularmente no caso de inclusões sólidas, que apresentam rigidez mais elevada. Duncan-Fama (1979) mostrou que o erro que se comete ao negligenciar o caráter finito do diâmetro da sobrefuração não é significativo quando a relação entre o módulo de cisalhamento da inclusão e o da rocha for menor que 5% para diâmetros de sobrefurações iguais a, pelo menos, três vezes o diâmetro do

furo piloto. Se a inclusão for oca ela deverá ter paredes delgadas para que a aproximação seja válida (Amadei & Stephansson, 1997). Amadei (1985) mostrou que as tensões residuais decaem rapidamente e tornam-se desprezíveis a uma distância menor que três ou quatro vezes o raio do furo piloto. Assim, se a sobrefuração for conduzida além desses limites, os erros devidos ao negligenciamento do caráter finito do diâmetro da sobrefuração tornam-se insignificantes e o diâmetro de sobrefuração pode ser considerado infinito.

- A resposta da rocha é elástica e suas propriedades elásticas são as mesmas, tanto sob carregamento quanto sob descarregamento. Bielenstein & Barron (1971) dividem as deformações e deslocamentos medidos durante a sobrefuração em duas categorias; as de curto prazo (até 2 h após a sobrefuração) e as de longo prazo (com o alívio ocorrendo em período de tempo maior que duas horas após a sobrefuração). Cada uma destas categorias pode ser dividida em parcelas nas quais os alívios podem ser atribuídos a alívio das tensões residuais e alívio das tensões tectono-gravitacionais. Em geral, o método da sobrefuração mede as deformações de curto prazo (elásticas) devidas ao alívio das tensões tectono-gravitacionais. A parcela de alívio de curto prazo devida às tensões residuais pode ser obtida a partir de técnicas de dupla sobrefuração, ou seja, sobrefuração em amostras que já sofreram este processo. O alívio das deformações de longo prazo pode ser observado com a instrumentação de amostras de sobrefuração por longos períodos de tempo. Borecki & Kidybinski (1966) mostraram que as deformações instantâneas (elásticas) constituem 55 a 87% das deformações totais para rochas como arenitos, siltitos e carvão, sendo o restante, componentes de deformações

viscoelásticas, plásticas e viscoplásticas (Amadei & Stephansson, 1997).

- A rocha é contínua e homogênea. Segundo Amadei e Stephansson (1997), a importância da continuidade e homogeneidade durante a determinação de tensões *in situ* depende da escala na qual estas medições são conduzidas, do tamanho relativo de estruturas geológicas e de heterogeneidades da rocha em relação às dimensões do furo piloto;
- O furo é circular, com paredes lisas. Durante a perfuração de um furo para a instalação de um dispositivo de medições, a excentricidade do furo não pode ser controlada e as paredes dos furos podem não se apresentar perfeitamente lisas uma vez que partes poderão se destacar durante a perfuração. Tudo isto dependerá do tipo de rocha, da estrutura da rocha e da orientação da fábrica da rocha em relação ao furo. Agarwal (1968), mostrou que para um furo circular em um meio isotrópico sujeito a um campo uniaxial de tensões, a deformação do furo, transformando-se em uma elipse durante a sobrefuração, pode ser negligenciada se o dispositivo de medição instalado tiver uma acurácia de $1,3 \times 10^{-3}$ mm (Amadei e Stephansson, 1997);
- A rocha deforma-se sob um estado plano de deformação ou de tensão. Condições de deformações planas generalizadas são assumidas para relacionar deformações e deslocamentos às tensões, o que implica que o furo piloto deve ter comprimento adequado e que as medições sejam realizadas em uma seção transversal afastada das extremidades tanto do furo quanto do instrumento de medição. Isto se aplica a medições efetuadas com o BDG, com a célula triaxial do CSIR, CSIRO HI, célula triaxial do LNEC e a célula de FURNAS. Em geral, esta condição é

satisfeita se as medições são feitas em um plano afastado das extremidades do furo piloto de cerca de, pelo menos, três a quatro vezes o diâmetro do furo. A condição de tensões planas se aplica somente à análise dos dados obtidos com o CSIR *Doorstopper* (Amadei e Stephansson, 1997);

- O campo de tensões *in situ* é tridimensional. Neste caso, admite-se que a rocha está submetida a um campo de tensões tridimensional com componentes σ_x0 , σ_y0 , σ_z0 , τ_{yz0} , τ_{xz0} e τ_{xy0} atuando no infinito e definido segundo um sistema de eixos coordenados x , y , z acoplado ao furo piloto. Sendo a matriz das tensões $[\sigma0]$ tal que:

$$[\sigma0]^T = [\sigma_x0, \sigma_y0, \sigma_z0, \tau_{yz0}, \tau_{xz0}, \tau_{xy0}]$$

(eq. 6.2)

Em um sistema de eixos coordenados X , Y , Z inclinado em relação ao sistema de eixos x , y , z , o campo de tensões *in situ* tem componentes σ_X0 , σ_Y0 , σ_Z0 , τ_{YZ0} , τ_{XZ0} e τ_{XY0} com a matriz $[\sigma0]_{XYZ}$ relacionada à matriz $[\sigma0]$ por meio da matriz de transformação das tensões $[\tau\sigma]$, neste caso uma matriz (6×6), conforme a expressão abaixo:

$$[\sigma0] = [\tau\sigma] [\sigma0]_{XYZ}$$

(eq. 6.3)

Os componentes da matriz de transformação dependem dos cossenos diretores dos eixos x , y e z com relação ao sistema de eixos coordenados global X , Y e Z .

A principal desvantagem que os métodos de alívio de tensões em superfícies ou em furos de sondagem apresentam é que estes métodos envolvem pequenos volumes de rocha. Assim, as tensões determinadas podem ser sensíveis a variações na composição mineralógica e no tamanho dos minerais que compõem a rocha.

Para superar esta dificuldade métodos envolvendo volumes de rocha bem maiores foram propostos. Um desses métodos consiste em sobrefurar diversos extensômetros elétricos dispostos convenientemente nas proximidades de uma superfície cilíndrica de um furo de grande diâmetro (1.800 mm ou mais). Os dados são então analisados para determinar não apenas as tensões no local, mas também as tensões médias que atuam em todo volume de rocha envolvido nas determinações (Brady, Friday e Alexander em 1976; Brady, Lemos e Cundall em 1976, Chandler em 1993, citados por Amadei & Stephansson, 1997).

Outras técnicas consistem em utilizar medições feitas à medida que uma escavação subterrânea é aberta. Este enfoque foi proposto simultaneamente por D e d os diâmetros externo e interno. Medições de deslocamentos são feitas em seções da escavação à medida que esta evolui. Os deslocamentos são relacionados às tensões *in situ* pelos métodos analíticos e numéricos como o método dos elementos finitos ou o método dos elementos de fronteira. Algumas hipóteses simplificadoras são adotadas, geralmente acerca das propriedades mecânicas das rochas.

Outra abordagem usando técnicas de retroanálise foi proposta por Wiles & Kaiser (1994) e utiliza medições feitas nas vizinhanças de uma escavação em progresso. Combinando simultaneamente, medições de deformações pelas técnicas de sobrefuração, deslocamentos medidos com medidores de convergência extensômetros de hastes e inclinações medidas com inclinômetros, é possível determinar o campo tridimensional de tensões que atuam na massa rochosa, usando o método de elementos de contorno tridimensionais, como sendo o que mais se ajusta às variações dos valores dos deslocamentos e deformações associados ao avanço da escavação (Amadei & Stephansson, 1997).

7. MÉTODO DO CANCELAMENTO DAS DEFORMAÇÕES/DESLOCAMENTO MÉTODO DAS ALMOFADAS

Estes métodos são também denominados de métodos da compensação das tensões. Neles o equilíbrio da massa rochosa é perturbado pelo corte de uma fenda, planar ou circular, na superfície rochosa que provoca deformações que são medidas por pinos de referência ou extensômetros elétricos de resistência implantados nas vizinhanças da fenda.

O equilíbrio é restabelecido inserindo-se uma almofada na fenda e pressurizando-a até que as deformações sejam anuladas. As tensões são determinadas a partir da resposta da rocha durante a pressurização assumindo-se que a resposta da rocha é elástica.

O método das almofadas planas (Figura 7.1) é o mais empregado dentre todos os métodos que utilizam almofadas, tendo sido um dos primeiros métodos empregados na determinação de tensões *in situ*, sendo muito difundido durante os anos 50 e 60 (Amadei & Stephansson, 1997).

Neste método, a pressão de cancelamento das deformações é usada para uma estimativa direta das tensões que atuam normalmente à almofada. Uma vez que cada determinação possibilita a obtenção do valor de uma componente de tensão do campo de tensões *in situ*, um mínimo de seis testes deve ser executado para obter o estado de tensões *in situ* completo.

A principal vantagem deste método é que ele não requer o conhecimento dos valores das constantes elásticas da rocha para a determinação das tensões tangenciais atuando em pontos da parede de uma escavação com as tensões sendo medidas diretamente. Adicionalmente, o equipamento utilizado é rústico e estável e o volume de rocha envolvido é grande e as tensões podem ser determinadas em grandes áreas. Segundo Rocha *et al.* (1971) o método cria apenas um alívio parcial no maciço rochoso, induzindo assim menor perturbação nas

propriedades mecânicas da rocha comparativamente com outros métodos. Este aspecto é particularmente importante quando determinações de tensões *in situ* são conduzidas em rochas brandas (Amadei & Stephansson, 1997).

As desvantagens do método das almofadas podem ser resumidas nos seguintes aspectos:

- O método é limitado a determinações próximas à superfície de uma escavação e conseqüentemente pode ser influenciado pela perturbação produzida pelo processo de escavação, que pode até mesmo invalidar as medições realizadas. E ainda, o método não deve ser usado próximo a fraturas e a heterogeneidades;
- Os fatores de concentração das tensões ao longo da parede de uma escavação onde estejam sendo realizadas determinações por este método devem ser conhecidos de forma a se poder relacionar as medidas de cancelamento das tensões com as tensões atuantes num ponto situado no infinito. Em geral, esses fatores dependem da forma da escavação e do comportamento da rocha;
- Os resultados podem ser afetados pelas condições existentes no ambiente tais como umidade, temperatura e poeira (Fidler em 1964, citado por Amadei & Stephansson, 1997);
- Diversos testes são necessários para determinar o estado de tensões completo atuando no infinito. Um mínimo de seis determinações deve ser realizado, em seis diferentes direções, para se determinar o tensor das tensões completo. No volume envolvido pelo ensaio a rocha deve apresentar características similares;
- A pressão de pressurização da almofada pode não ser integralmente transmitida por toda a superfície da almofada, em particular em suas bordas soldadas. Ademais, a área de contato

pode variar durante o carregamento e diferenças, entre a pressão aplicada e a pressão efetivamente atuante na superfície de rocha, poderão atingir cerca de 18% conforme reportado por Rocha, Lopes e Silva (1966). Outro problema é que a distribuição das tensões normais à almofada pode não ser uniforme, como geralmente é admitido, fazendo com que, em áreas com altos gradientes de tensão ou, em seções de escavações que tenham sofrido perturbações, este fator possa conduzir a resultados errôneos;

- Em rochas brandas ou expansivas, a água usada no cimento para fixar a almofada pode amolecer a rocha e produzir resultados incoerentes;
- Alguma parcela de fluência pode se manifestar logo após o corte da fenda. Este fenômeno pode ocorrer em rochas brandas bem como em rochas evaporíticas como rochas salinas e potássicas. Se a parcela de fluência puder se manifestar por um período longo, o valor da pressão de cancelamento representará um valor superestimado da tensão que está sendo medida.

A análise dos resultados das determinações de tensões *in situ* por almofadas planas se baseia em:

- A pressão na almofada no momento do cancelamento das tensões é igual à tensão tangencial atuante na rocha, normal ao plano da almofada, antes da abertura da fenda. Isto implica em admitir que a distribuição de tensões antes da abertura da fenda era uniforme, negligenciando-se assim os gradientes de tensão normais à superfície da almofada;
- O comportamento da rocha é elástico, linear ou não, admitindo-se que o processo de alívio das tensões é completamente

reversível, o que pode não se verificar para rochas brandas e rochas com comportamento dependente do tempo;

- A rocha é isotrópica. Nenhuma solução para meio anisotrópico foi derivada para análise de resultados por este método. A anisotropia deve ter algum efeito sobre as medições de deformações ou deslocamentos se os planos de anisotropia não são paralelos, nem à superfície da rocha nem à direção da horizontal que define o plano de anisotropia, ou perpendiculares à superfície da rocha. Tensões de cisalhamento podem surgir próximo à fenda, se a direção da horizontal do plano de anisotropia incide obliquamente sobre a superfície da almofada;
- Outra hipótese vigente é que as almofadas estão alinhadas com as direções das tensões principais que atuam na superfície de rocha. Tensões de cisalhamento não podem ser medidas pelas almofadas. A presença de tensões de cisalhamento, em alguns casos, pode ser detectada pela medição das variações de distâncias diagonais entre diferentes conjuntos de pinos fixados na superfície da rocha. O efeito da tensão paralela à fenda é, geralmente, negligenciado. Bonvallet & Dejean (1987) concluíram que o efeito dessa componente de tensão pode ser desconsiderado para magnitudes até 5 MPa e que este procedimento acarreta um erro de 9%. Alexander (1960) apresentou uma teoria mais complexa que relaciona a pressão de cancelamento às componentes normal e paralela à fenda e conclui que o efeito da componente paralela à fenda é desprezível (Amadei & Stephansson, 1997);
- Admite-se que as almofadas tenham total contato com as superfícies em que atuam.



Figura 7.1 Sequência mostrando as etapas do método das almofadas; a) geratrizes da galeria circular preparadas; b) almofada plana com flecha de 24 cm; c) pinos de referência fixados e leitura inicial efetuada; d) início da abertura da fenda; e) inserção da almofada; f) pressurização da almofada e g) medida da neutralização dos deslocamentos.

Fonte: Armelin J.L., todos os direitos reservados.

8. MÉTODO DA RECUPERAÇÃO DAS DEFORMAÇÕES

Estes métodos são baseados no monitoramento da resposta de amostras de sondagens testadas logo após serem extraídas. De certa forma eles podem ser considerados como métodos baseados no alívio das tensões.

Um desses métodos, denominado recuperação de deformações não elásticas (*Anelastic Strain Recovery*, ASR), consiste em instrumentar uma amostra de sondagem logo após sua extração e monitorar suas deformações na medida em que elas continuem a ocorrer (Amadei *et al.* 1997, citados por Teufel 1982). A hipótese básica é que as direções das deformações principais recuperadas coincidem com as direções das tensões principais *in situ*, assumindo-se um valor para a tensão principal. As determinações das magnitudes das tensões principais *in situ* requerem um modelo viscoelástico para a resposta da rocha submetida ao desconfinamento.

Outra técnica, denominada análise da curva de deformações diferenciais (*Differential Strain Curve Analysis*, DSCA), consiste em aplicar uma pressão hidrostática a uma amostra cúbica obtida a partir de uma amostra de sondagem orientada, logo após sua extração (Amadei *et al.* 1997, citados por Strickland e Ren (1980)). As microfissuras desenvolvidas durante a extração da amostra por meio da sondagem e sua consequente expansão são então fechadas sob pressão. A resposta da amostra cúbica ao confinamento hidrostático é monitorada pela leitura de extensômetros elétricos de resistência convenientemente colados às superfícies da amostra. Utilizando-se um mínimo de seis extensômetros pode-se determinar as deformações principais devidas ao fechamento das microfissuras e suas direções. As direções principais das tensões *in situ* e as relações entre as três tensões principais *in situ* podem ser determinadas admitindo-se que (Amadei & Stephansson, 1997):

- Muitas das microfissuras existentes na amostra são originadas pelo alívio das tensões *in situ*;
- Que o tensor das tensões *in situ* tem a mesma orientação que o tensor das deformações originado pelo fechamento das microfissuras;
- Que as microfissuras são proporcionais, volumetricamente, às magnitudes das tensões principais *in situ* em qualquer das direções consideradas.

Esses métodos são adequados para medições em furos profundos a muito profundos, nos quais muitos dos outros métodos não funcionam e só se dispõe de amostras pequenas. A literatura especializada registra que, em diversos casos, estes métodos podem dar resultados razoáveis, principalmente quando associados com métodos hidráulicos (Amadei & Stephansson, 1997).

9. MÉTODO DAS ANÁLISES DE INSTABILIDADES EM PAREDES DE FUROS

9.1 *Breakouts*

Em muitas situações a rocha em torno de furos de sondagem e demais tipos de desconfinamentos de geometria circular pode não ser capaz de suportar as concentrações de tensões de compressão e os efeitos da perfuração simultaneamente e entrar em colapso. Este colapso resulta em duas zonas de alargamento diametralmente opostas chamadas *breakouts* (Figura 9). Em furos verticais e subverticais, a direção da componente da menor tensão horizontal, admite-se, coincide com a direção do *breakout*. A aplicação de ferramentas do tipo caliper 04-arms, *acoustical televiewer* e *optical televiewer* (Figuras 9.1 e Figura 9.2) são próprias para a finalidade de identificar e estimar as orientações das tensões principais horizontais máxima e mínima (σ_H e σ_h) e a variação dessas orientações com a profundidade.

Os *breakouts* têm sido usados como indicadores das orientações das tensões *in situ* em furos com diversos quilômetros de profundidade, em todos os tipos de rocha. Os mais profundos *breakouts* foram analisados a cerca de 11,6 km, na Península de Kola, então União Soviética (Zoback, Mastin e Barton em 1986, citados por Amadei & Stephansson, 1997).

Em geral, os *breakouts* têm ajudado a preencher um intervalo entre indicadores de tensões que operam próximos à superfície e aqueles propiciados pelas análises de mecanismos focais de sismos, ou seja, para profundidades crustais. Eles também são utilizados como indicadores em grandes profundidades, onde é difícil conduzir medições diretas de tensões.

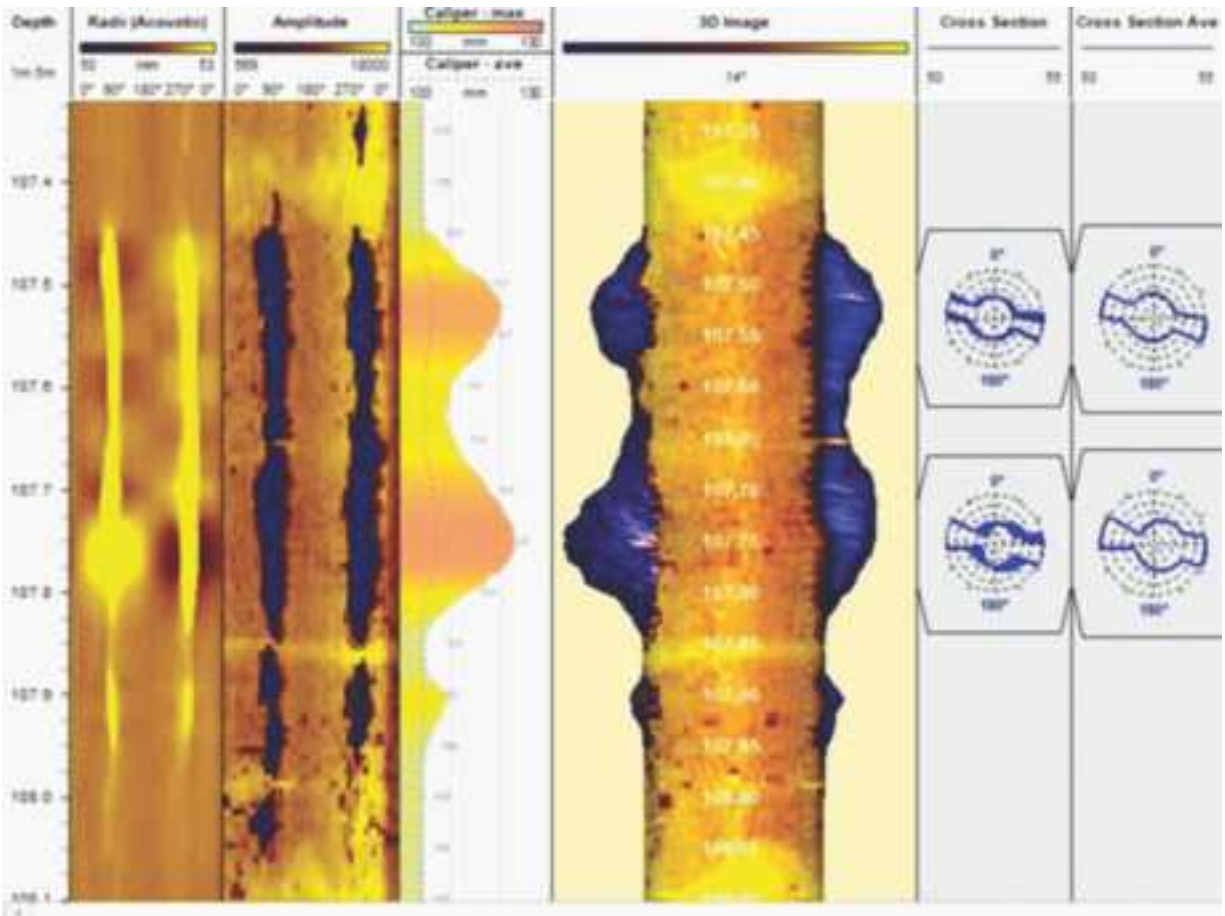


Figura 9.1 Exemplo de análise de um *breakout* a partir de imageamento ATV (acoustical televiewer). Da esquerda para a direita: profundidade na escala 1:5, imagem plana do *caliper* sônico, imagem plana da *amplitude*, *caliper maximum* e *average*, a imagem 3D do *breakout* e as *cross sections*.
 Fonte: Imagens gentilmente cedidas pela ALT_ ADVANCED LOGIC TECHNOLOGY S/A, todos os direitos reservados.



Figura 9.2 Sonda de investigação *Caliper 04 ARMS* que auxilia na identificação de *breakouts*.
 Fonte: imagens gentilmente cedidas pelas ROBERTSON GEOLOGGING LTD, todos os direitos reservados.



Figura 9.3 Sondas de investigação geofísica *inside the hole* ATV (*acoustical televiewer*) e OTV (*optical televiewer*) que aplicam os princípios acústico e ótico para se obter o imageamento e realizar análise dos *breakouts*.

Fonte: Imagens gentilmente cedidas pelo GEOSOL – GEOLOGIA E SONDAGENS S/A, todos os direitos reservados.

Trópia (2013) ao estudar os campo de tensões *in situ* na lavra subterrânea da mina de Cuiabá em Minas Gerais, observou que os fenômenos identificados *a priori* como *breakouts*, precisavam de uma abordagem diferente. Foi observado que as rupturas características para a identificação do *breakout* na verdade estavam sendo condicionadas pela anisotropia (foliação) da rocha. Conduziu uma análise dos possíveis *breakouts* a partir de 04 furos de ventilação da mina de Cuiabá tomando o cuidado de que as deformações presentes fossem provocadas pelo campo de tensão *in situ* e não por tensões induzidas pelas escavações da mina.

Ao executar os cálculos da razão $K_H = \frac{\sigma_H}{\sigma_h} \approx 3,0$ proposta por Zoback *et al.* (1985) chega em valores que ficam dentro da razão aproximadamente igual a 3, mas obtém dois resultados que extrapolam o valor máximo proposto pelo ábaco apresentado e ainda previu a razão do alargamento em função do *breakout* denominado r_b pelo raio original do furo de sondagem R , poderia alcançar no máximo um aumento percentual $\frac{r_b}{R} \leq 10\%$ para uma abertura das quebras do *breakout* de até 40°.

Diversos modelos têm sido apresentados para explicar a formação dos *breakouts*. Nestes modelos as tensões principais *in situ* são admitidas como as orientações horizontal e vertical respectivamente. A hipótese convencional é admitir que os *breakouts* são formados sob tensões de cisalhamento e que sua localização pode ser prevista com base na solução de Kirsh para tensões em torno de um furo circular em um meio elástico linear, isotrópico contínuo e homogêneo, submetido a um campo de tensões tridimensional situado no infinito. Os *breakouts* têm tido um papel de destaque na determinação das províncias de tensões no Projeto do Mapa Mundial de Tensões e são indicadores confiáveis das direções das tensões principais horizontais em furos verticais (Amadei & Stephansson, 1997).

Mais adiante, conforme é a proposta desta publicação técnica, será apresentada uma solução de cálculo analítico para estimar as magnitudes das tensões *in situ* onde será demonstrado que, se observadas determinadas premissas e realizada uma avaliação detalhada acerca dos *breakouts*, é possível obtermos a magnitude das tensões horizontais principais σ_H e σ_h além da direção destas, oferecendo o cálculo completo dos tensores.

10. OUTROS MÉTODOS

10.1 Análise de estrias de falhas

A medição de estrias de falhas (*slickensides*) em uma população de falhas pode ser usada para determinar as orientações. Este método, que envolve grandes volumes de rocha à escala dos afloramentos, é baseado em três princípios (Amadei & Stephansson, 1997):

- Todas as estrias, dentro da população de falhas, estão relacionadas com um determinado, porém desconhecido, tensor das tensões;
- A movimentação em cada plano de falha é paralela à tensão de cisalhamento que atua nestes planos;
- As movimentações são independentes.

Estas observações são importantes embora, em alguma medida, elas limitem a aplicação do método.

A principal vantagem deste método é que não é necessário o conhecimento prévio da deformabilidade da rocha. Contudo, o atrito de Coulomb e os princípios anteriormente mencionados estão envolvidos nas análises. Se o método é usado para medir o estado de tensões que existe atualmente no local, deverá haver suficiente evidência de que as estrias utilizadas nas análises estão relacionadas apenas com este campo de tensões. As mesmas limitações se aplicam quando se analisam estrias em fraturas em amostras de sondagem ao invés de estrias presentes em fraturas em afloramentos (Amadei & Stephansson, 1997).

O estudo das tensões conduzido por análises estruturais é realizado principalmente por meio das falhas encontradas nos maciços.

O esquema teórico, em que o σ_1 é posicionado na bissetriz do ângulo agudo formado por falhas conjugadas (Figura 10.1 com esquema teórico

dos eixos de tensão em relação ao par conjugado das falhas. Baseado em D e d os diâmetros externo e interno), σ_3 na bissetriz obtusa e σ_2 na intersecção (Anderson, 1951, *in* Hasui & Mito, 1992), pode ser aplicado diretamente apenas em casos muito simples, de falhas em maciços próximos a isotrópicos e homogêneos, principalmente por deformação coaxial (não rotacional).

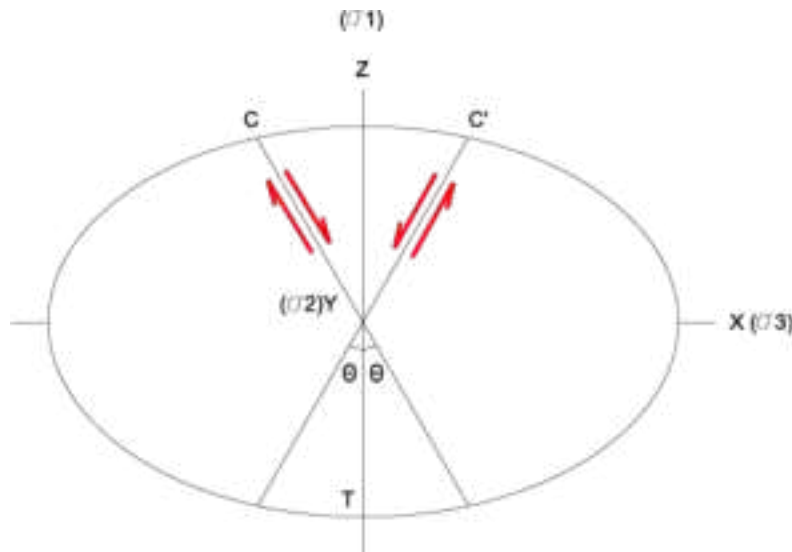


Figura 10.1 Esquema teórico dos eixos de tensão em relação ao par conjugado das falhas. Baseado em D e d os diâmetros externo e interno

Normalmente, contudo, o quadro que se tem é o de uma população de falhas diversamente orientadas, normalmente envolvendo reativação de discontinuidades preexistentes, e com movimentos relativos variados. Assim, os polos de planos e das estrias de atrito, bem como os tipos de falhas, dispersam-se nos estereogramas e a abordagem por estes elementos, dentro do esquema teórico referido, não permite avançar em considerações cinemáticas e dinâmicas.

Uma das técnicas consagradas para resolver esta questão foi apresentada por Arthaud (1969). Ela considera que a deformação do maciço conduz a encurtamento segundo Z , estiramento segundo X e encurtamento ou estiramento menores segundo Y , com a massa rochosa aliviando as tensões por meio de deslocamentos dos blocos constituintes do maciço, uns em

relação aos vizinhos (Figura 10.1, letra a). Os eixos X, Y e Z correspondem ao sistema triortogonal de eixos de deformação. Sejam as falhas de neoformação ou de reativação de fraturas preexistentes, os deslocamentos não são caóticos, e guardam coerência com a deformação global. Esta coerência pode ser traduzida por meio do **plano de movimento** de cada falha, que é o plano perpendicular à falha e que contém a estria de atrito (Figura 10.1, letra b). Esta técnica baseia-se no princípio de que a estria corresponde à projeção no plano de falha de um dos eixos de deformação principal (X, Y ou Z) por meio do plano de movimento.

Na prática, tendo-se as atitudes de falhas e de estrias de atrito pode-se construir o estereograma dos planos de movimento. Neste estereograma, os polos se apresentaram dispersos segundo uma, duas ou três guirlandas entrecruzadas ortogonalmente e formando concentrações em suas intersecções (Figura 10.2). Técnica de Arthaud (1969): (a) esquema da disposição das direções de deformação de um bloco de rocha sob ação de esforços tectônicos; (b) esquema para definição do plano de movimento de uma falha; (c) exemplo de aplicação da técnica – I polos de falhas, II traços de estrias, III polos de planos de movimento. A qualificação de A, B e C em termos de X, Y e Z é feita considerando-se os movimentos relativos das falhas consideradas (letra c). Pode-se ter casos diversos, como uma guirlanda e um máximo, duas guirlandas cruzadas e um máximo, etc., sendo possível o traçado ou dedução dos três planos correspondentes às guirlandas e suas intersecções. Estes planos representam os três planos principais de deformação e, as suas intersecções, os três eixos deformacionais principais (X, Y e Z). A qualificação dos eixos é feita considerando, principalmente, os movimentos relativos das falhas e seus posicionamentos em relação aos eixos deformacionais.

Como X, Y e Z, grosso modo correspondem, respectivamente, à σ_3 , σ_2 e σ_1 , pode-se assim indicar os eixos de tensão.

Planos de movimento discrepantes do regime de deformação deduzido ou estereogramas de planos de movimento muito complexos podem ser

indicativos de redistribuição local de tensão ou de mais de um evento de movimentação.

Outra linha de abordagem busca determinar diretamente os eixos principais de tensão (σ_3 , σ_2 e σ_1) pelo método dos diedros retos (Angelier & Mechler, 1977). O princípio geral é o de se considerar a estria e o movimento relativo de cada falha para se deduzir a orientação da tensão cisalhante e se determinar o tensor de tensão.

Esta técnica, semelhante à técnica de mecanismo focal utilizada em Sismologia, considera que se pode deduzir para cada falha de uma população, os quatro diedros que se sujeitam, alternadamente, à compressão e distensão. Estes diedros são definidos pelo plano de falha e um plano auxiliar, que é perpendicular à falha e à estria de atrito. Pelo movimento relativo podem-se deduzir os diedros compressivos e distensivos (Figura 10.3), método dos diedros retos (Angelier & Mechler, 1977): (a) definição dos diedros compressivos e distensivos pelo plano de falha e plano auxiliar perpendicular; (b) projeção estereográfica dos diedros (PF = plano de falha, PA = plano auxiliar, A = estria); (c) somatória das projeções estereográficas de diedros – as áreas coloridas do diagrama à direita são comuns aos dois diagramas superpostos. 10.2, letra a). Em estereograma, tais diedros expressam-se por quatro setores (Figura 10.3, letra b).

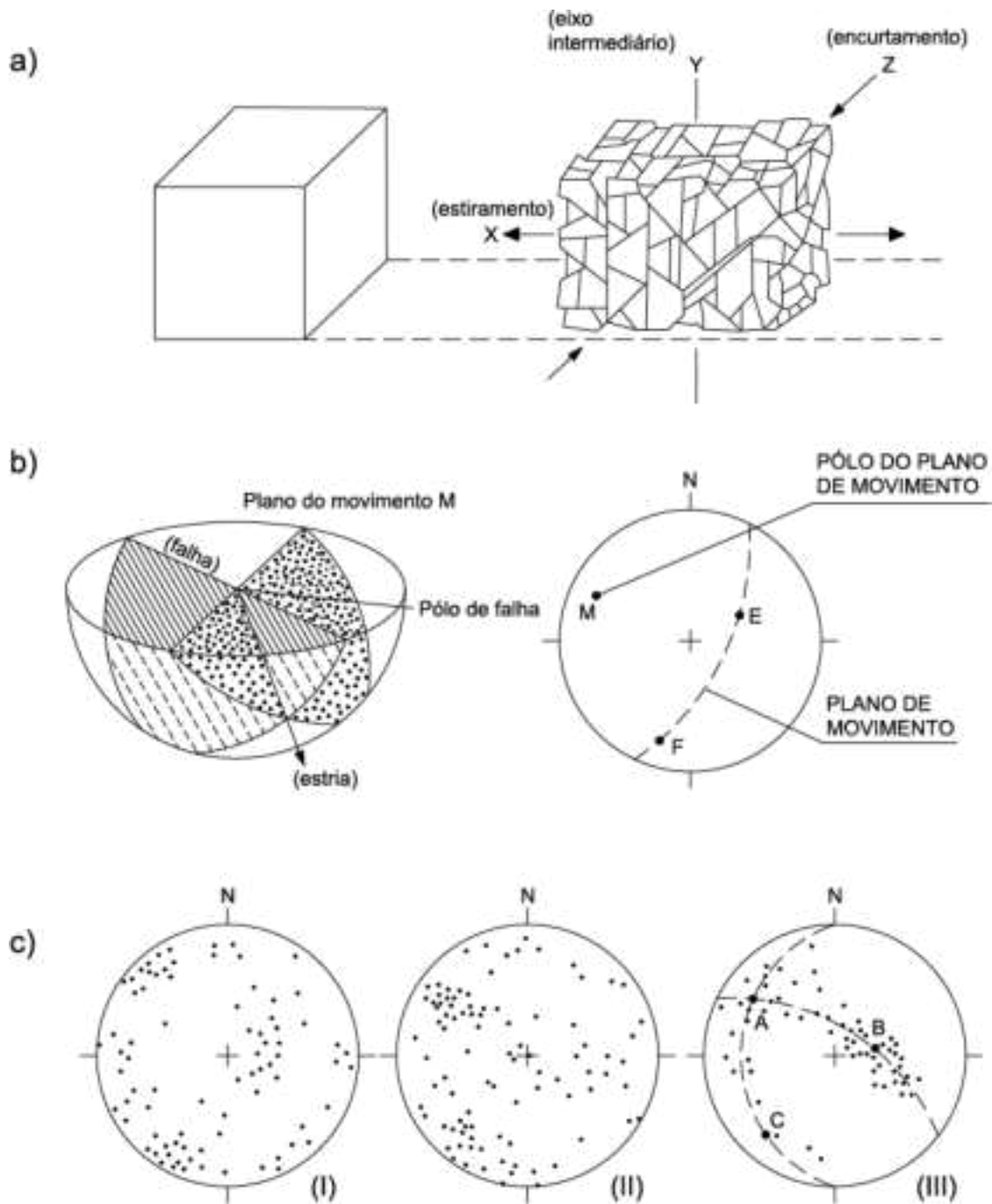


Figura 10.2 Técnica de Arthaud (1969): (a) esquema da disposição das direções de deformação de um bloco de rocha sob ação de esforços tectônicos; (b) esquema para definição do plano de movimento de uma falha; (c) exemplo de aplicação da técnica – I polos de falhas, II traços de estrias, III polos de planos de movimento. A qualificação de A, B e C em termos de X, Y e Z é feita considerando-se os movimentos relativos das falhas consideradas.

Considerando-se numerosas falhas, os muitos diedros compressivos e distensivos apresentam porções em comum, as quais definem as posições dos eixos σ_1 e σ_3 , tanto mais precisamente quanto menores forem essas porções (Figura 10.3, letra c). O eixo σ_2 é deduzido por construção, a 90° de σ_1 e σ_3 .

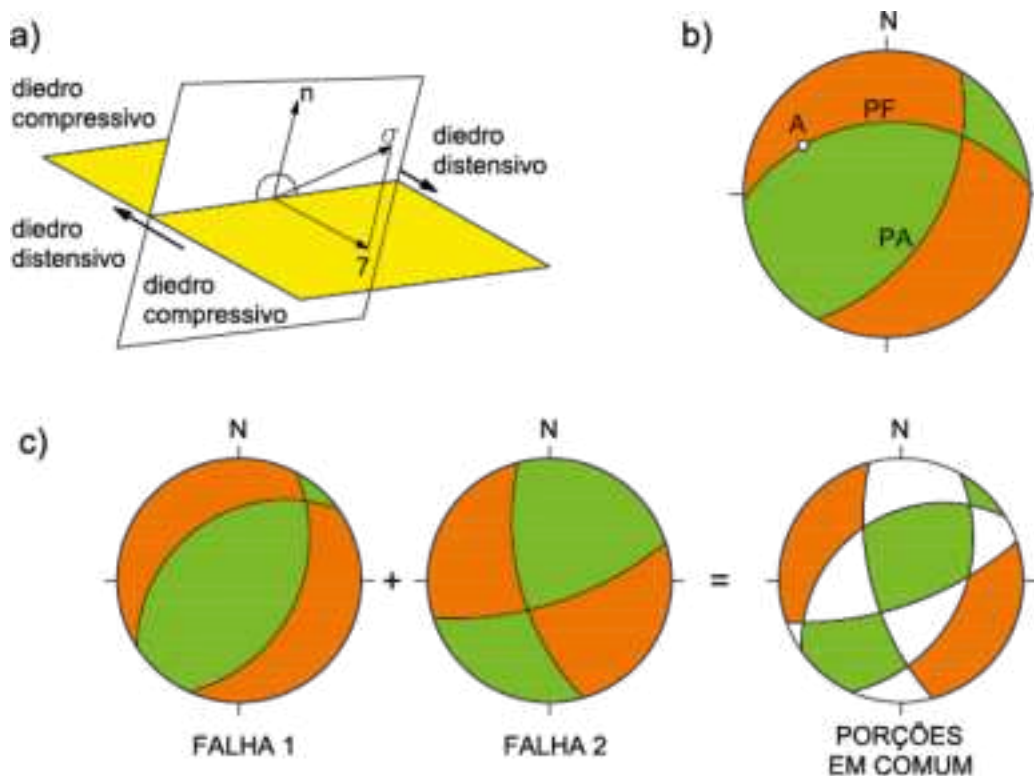


Figura 10.3 Método dos diedros retos (Angelier & Mechler, 1977): (a) definição dos diedros compressivos e distensivos pelo plano de falha e plano auxiliar perpendicular; (b) projeção estereográfica dos diedros (PF = plano de falha, PA = plano auxiliar, A = estria); (c) somatória das projeções estereográficas de diedros – as áreas coloridas do diagrama à direita são comuns aos dois diagramas superpostos.

Existem programas computacionais que fornecem diagramas de curvas de isoporcentagem de sobreposições de diedros compressivos e distensivos, sendo a curva de mais baixo valor contornando σ_3 e a de mais alto valor contornando σ_1 . Um destes programas é o Trade (tratamento de dados estruturais) desenvolvido pelo IPT (Instituto de Pesquisas Tecnológicas do estado de São Paulo).

10.1 Análise de mecanismos focais

A análise das vibrações provocadas por um sismo pode ajudar a determinar o sentido de movimentação das falhas e as magnitudes relativas das três componentes das tensões principais *in situ* e suas orientações (Amadei & Stephansson, 1997).

Este é o único método que permite obter dados de tensões *in situ* a profundidades correspondentes à metade da espessura da crosta terrestre, ou ainda maiores, cerca de 5 a 20 km, envolvendo enormes volumes de rocha. O método é mais eficiente quando se analisa grandes sismos que ocorrem em profundidade na crosta terrestre e nos limites das placas tectônicas, mas é também aplicável a pequenos sismos que ocorrem no interior das placas e nas vizinhanças de minas profundas e campos de petróleo e gás.

10.3 Métodos indiretos

Os métodos indiretos determinam as tensões por meio da variação de algumas propriedades físicas, mecânicas ou outras propriedades das rochas como decorrência da variação dessas tensões.

Estas técnicas incluem o monitoramento dos deslocamentos de escavações, medidas de convergência, métodos sísmicos e microssísmicos, métodos sônicos e ultrassônicos, método dos radioisótopos e ressonância magnética.

Taioli (1987), estudando a atenuação de sinais de emissão acústica e microssísmica (EA/MS) em guias de ondas constatou que a presença de material confinante aumenta a atenuação dos sinais e que a atenuação aumenta com o nível da tensão de confinamento, o que pode sugerir um método para a determinação de tensões *in situ* a despeito das dificuldades de calibração inerentes ao processo.

O estado de tensões *in situ* pode também ser determinado por meio de métodos holográficos, nos quais os deslocamentos induzidos pela perfuração de pequenos furos de alívio abertos em três posições diferentes na parede de um furo maior são medidos usando hologramas de dupla exposição (Amadei & Stephansson, 1997). Estas técnicas são aqui mencionadas apenas como registro de sua existência, não sendo objeto de uma abordagem mais profunda, pois na prática, elas não têm ainda muita utilização, o que lhes conferiria maior credibilidade, contudo, um destaque especial deve ser dado ao método denominado de efeito *Kaiser*, que tem sido estudado durante os últimos 10 anos como um método potencial para a determinação de tensões *in situ*.

Pesquisas originalmente conduzidas por Kaiser (1950) sobre emissões acústicas em metais, revelaram que quando as tensões atuantes num metal são relaxadas a partir de um certo nível e então aumentadas, há um aumento significativo na taxa de emissão acústica na medida em que as tensões excedem o seu valor original. Diversas tentativas têm sido feitas no sentido de utilizar esta constatação como um método para determinar tensões *in situ*, particularmente monitorando amostras extraídas de sondagens, cortadas segundo diferentes planos e carregadas ciclicamente em compressão uniaxial. Apesar de resultados encorajadores mostrando uma boa correlação entre valores de tensões obtidos pelo efeito *Kaiser* e outros métodos, as pesquisas conduzidas por Holcomb (1993) revelaram que a utilização de emissões acústicas durante a realização de ensaios de compressão uniaxial em laboratório para inferir tensões *in situ* pode não se justificar (Amadei & Stephansson, 1997).

11. INCLUSÕES EM MATERIAIS COM COMPORTAMENTO DEPENDENTE DO TEMPO

Teoricamente, a inserção e colagem de uma inclusão em um furo de sondagem perfurado em um material já submetido a um estado de tensões e com propriedades dependentes do tempo pode ser uma técnica para a medição das tensões *in situ*. A teoria da viscoelasticidade indica que com o tempo, o estado de tensões permanente no local das inclusões se aproxima das tensões absolutas que atuam na rocha. Assim, se as características de fluência da rocha são conhecidas, as tensões podem ser deduzidas a partir das leituras dos dados fornecidos pelas inclusões cobrindo curtos períodos de tempo.

Este conceito tem sido usado para a determinação de tensões em rochas viscoelásticas como rochas salinas, nas quais outros métodos de medição têm tido limitado sucesso. Inclusões como medidores de corda vibrante, almofadas planas e outras células de medição de pressões como a célula *Gloetzi*, têm sido instaladas em maciços rochosos e furos de sondagem para medir as tensões absolutas e, conseqüentemente, monitorar variações nas tensões (Amadei & Stephansson, 1997).

12. MEDIÇÕES DE TENSÕES RESIDUAIS

Segundo a literatura especializada, as tensões residuais existem em pelo menos duas escalas distintas: a microscópica e a macroscópica. Dependendo da escala a ser considerada, os métodos utilizados para determinar essas tensões podem diferir. Na escala microscópica, escala dos cristais ou grãos da rocha, são utilizadas técnicas calorimétricas, técnicas de raios-X e técnicas de perfuração de um furo central, técnicas estas originalmente usadas no estudo de tensões residuais em metais.

Na escala macroscópica, escala das amostras de rocha intacta, técnicas da dupla sobrefuração ou da dupla subfuração em amostras de rocha são recomendadas (Amadei & Stephansson, 1997).

13. MEDIÇÕES DE TENSÕES RESIDUAIS

Todas as técnicas anteriormente mencionadas envolvem volumes de rocha que diferem entre si de diversas ordens de grandeza, conforme se pode visualizar na Tabela 3. De acordo com esta tabela poucos métodos de determinação de tensões *in situ* envolvem grandes volumes de rocha. O método das análises de mecanismos focais de sismos propicia a obtenção de dados dessa natureza a profundidades que atingem, e até mesmo superam, a zona meso-crustal e envolvem volumes de rocha da ordem de 10^9 m^3 . O método da análise de estrias de falha vem a seguir, com volumes da ordem de 10^8 m^3 , devido à sua natureza superficial. Estes dois métodos são seguidos pelos métodos de alívio em grandes volumes de rocha. No método das perfurações de grande diâmetro, o volume de rocha envolvido é estimado em 100 m^3 (Brady, Lemos e Cundall em 1996, citados por Amadei e Stephansson, 1997). Segundo Zou & Kaiser (1990) e Wiles & Kaiser (1994), a técnica da subescavação pode envolver centenas, ou mesmo milhares de metros cúbicos de rocha (Amadei & Stephansson, 1997).

Todos estes métodos fornecem valores médios do campo de tensões *in situ* e eliminam o efeito de heterogeneidades localizadas.

Quanto aos outros métodos, em particular os que empregam dispositivos instalados em furos, envolvem pequenos volumes de rocha e fornecem somente determinações pontuais do campo de tensões *in situ* (Leijon em 1989, citado por Amadei & Stephansson, 1997). No caso do método da sobreperfuração, os volumes envolvidos variam entre 10^{-3} e 10^{-2} m^3 , dependendo do diâmetro da sobreperfuração.

Os métodos hidráulicos, em particular o fraturamento hidráulico, envolvem volumes um pouco maiores que o método da sobreperfuração, algo entre $0,5$ e 50 m^3 , isto porque o furo encontra-se pressurizado até uma distância da ordem de 10 vezes o seu diâmetro. As almofadas planas e outros métodos superficiais de alívio de tensões podem envolver volumes

da ordem de 0,5 a 2 m³. Os métodos de recuperação de deformações não elásticas e todas as técnicas baseadas em medições em pequenas amostras de sondagens envolvem pequenos volumes, não excedendo 10⁻³ m³. Por fim, o método de análise de colapsos em paredes de furos (*breakouts*), envolve volumes da ordem de 10⁻² a 10² m³, situando este método numa posição intermediária entre os que atuam em grandes profundidades e os que atuam próximos à superfície (Amadei & Stephansson, 1997).

Em geral, os métodos que envolvem pequenos volumes de rocha são mais adequados para captar distorções localizadas do campo de tensões. Nestes métodos grandes variações nas magnitudes e orientações das tensões são comuns entre testes realizados em trechos de furos muito próximos. Devido à natureza localizada das medições, os valores medidos podem ser sensíveis a variações na composição mineral, na microestrutura e no tamanho dos grãos da rocha (Leijon em 1989, citado por Amadei & Stephansson, 1997).

14. ACURÁCIA E INCERTEZAS NAS MEDIÇÕES PARA AS DETERMINAÇÕES DE TENSÕES *IN SITU*

A questão básica que se apresenta na prática é se é possível determinar tensões *in situ* com suficiente acurácia. Na literatura especializada há um consenso de que as medições para a determinação de tensões raramente são acuradas. Holman (1989) define acurácia como uma medida do desvio em relação a um valor conhecido, o que perde sentido quando se trata de medidas que envolvem a determinação de tensões *in situ*, uma vez que não se dispõe de valores previamente conhecidos de tensões, com o quais se possam comparar os valores medidos (Amadei & Stephansson, 1997).

A acurácia de um instrumento para se determinar as tensões pode ser obtida unicamente em experimentos de laboratório, onde as tensões determinadas são comparadas com as tensões aplicadas (Amadei & Stephansson, 1997).

É prática comum apresentar os valores das tensões determinadas, acompanhados da faixa de variação ou intervalos de confiança de forma a relacionar as incertezas das medições.

Três tipos de incertezas serão considerados neste texto:

- Incertezas naturais (intrínsecas ou inerentes);
- Incertezas relacionadas com o processo de medição propriamente dito;
- Incertezas relacionadas com a análise dos dados das medições.

14.1 Incertezas naturais, intrínsecas e inerentes

As incertezas naturais (intrínsecas ou inerentes) originam-se do fato de que, por definição, tensões *in situ* variam de ponto a ponto, em curtas

distâncias no maciço rochoso, são dependentes do volume de rocha envolvido e dependem das propriedades mecânicas, das estruturas geológicas e da fábrica do maciço rochoso. Os valores das tensões em um local de um maciço rochoso constituído por diferentes unidades litológicas, com diferentes propriedades elásticas, podem ser bastante diferentes dos valores médios. Contrastes entre os valores das tensões com a profundidade, em um mesmo furo, ou lateralmente entre dois ou mais furos, podem ser esperados em formações sedimentares e depósitos de lava. Variações randômicas também são encontradas em rochas duras, homogêneas. Estas variações locais são intrínsecas, não podendo serem vistas como anomalias ou erros nas medições propriamente ditas (Amadei & Stephansson, 1997).

Os valores relativos às propriedades elásticas da rocha podem variar através do maciço rochoso, ao longo de um furo e mesmo ao longo de uma sobrefuração. Walton & Wold (1990, *citado por* Amadei & Stephansson, 1997) registraram variações no Módulo de Young (E) de rochas sedimentares de até o dobro do valor menor em uma amostra com 0,2 m de comprimento (Figura 14.1). Variações extremas como essas são críticas na análise dos dados dos testes, pois no método da sobrefuração, os valores do módulo de Young (E) entram como um multiplicador entre os valores das tensões *in situ* e os valores das deformações ou deslocamentos medidos. Assim, um erro de 5% na determinação do módulo de Young (E) resultará num erro de 5% nos valores das componentes das tensões, uma vez que todos os outros fatores são constantes.

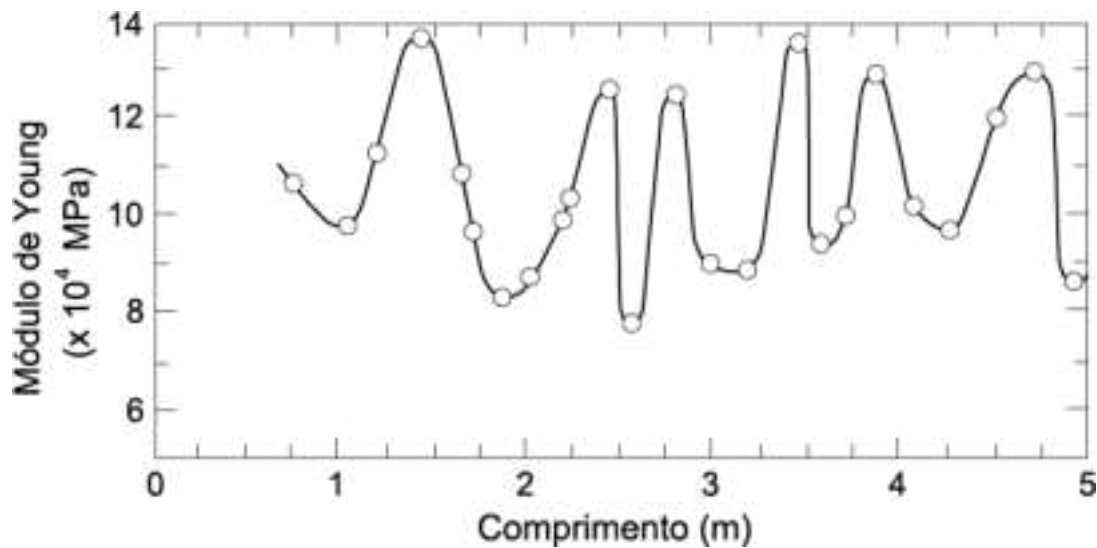


Figura 14.1 Variação do Módulo de Young (E) ao longo de um furo em rocha granítica.

Fonte: Aytmatov em 1986, citado por Amadei & Stephansson, 1997.

No que diz respeito ao Coeficiente de Poisson (ν), embora o problema seja mais complicado, incertezas na sua determinação, normalmente, conduzem a erros muito menores nos valores das tensões (Van Heerden em 1973, citado por Amadei & Stephansson, 1997).

As incertezas também podem ter origem na anisotropia, heterogeneidade e tamanho dos grãos e poros da rocha (Cyrul em 1983, citado por Amadei & Stephansson, 1997). Tensões localizadas à escala do grão podem ser bastante diferentes do valor médio das tensões. Isto deve ser levado em conta principalmente se a escala das medições é comparável à escala do diâmetro médio dos grãos, o que geralmente ocorre quando se trabalha com extensômetros elétricos, cuja base de medição se aproxima da dimensão dos cristais da rocha.

14.2 Incertezas relacionadas com as medições

Este tipo de incerteza pode estar associado com erros grosseiros cometidos no projeto e construção dos dispositivos utilizados na determinação das tensões. Podem também estar associados ao procedimento experimental propriamente dito.

No método da sobrefuração, erros podem advir da fluência experimentada pela resina usada na colagem ou no próprio dispositivo, mau funcionamento e idiosincrasias dos extensômetros elétricos ou outro elemento sensível, movimentação da célula no furo piloto, quebra da amostra devido a fissuras pré-existentes, variações na temperatura da água de perfuração, calor gerado pela perfuração, efeitos devido à umidade, problemas elétricos, excentricidade dos furos, excesso nos diâmetros dos furos, etc. Durante as medições efetuadas no *Underground Research Center* (URL), no Canadá, foi estimado um erro de $\pm 5\%$ na instalação dos dispositivos de medição pelo método da sobrefuração que resultou numa tendência de erro de $\pm 15\%$ nos valores das tensões principais (Martin, Read e Chandler em 1990, citados por Amadei & Stephansson, 1997).

A acurácia dos dispositivos que utilizam extensômetros elétricos de resistência como elementos de medição depende em grande parte da temperatura da rocha, da água de perfuração e ambiente e este é um problema complexo devido à natureza transiente dos gradientes de temperatura sobre as amostras da sobrefuração. Martin *et al.* (1990) concluíram que uma variação de temperatura de menos de 2°C não afeta significativamente os resultados da sobrefuração; por outro lado, variações de 8°C podem acarretar variações nos valores das tensões principais de cerca de 25% (Amadei & Stephansson, 1997). A acurácia dos instrumentos pode variar também com a configuração do esquema de compensação de temperatura usado, se em quarto-de-ponte, meia-ponte ou ponte completa (Cai em 1990 e Garrity, Irvin e Farmer em 1985, citados por Amadei & Stephansson, 1997).

Os problemas mencionados anteriormente tornam-se ainda mais críticos quando as determinações são efetuadas a pequenas profundidades, para as quais os valores das deformações e deslocamentos são pequenos e os instrumentos operam próximos de seus limites de resolução. Em tais condições, pequenas variações nas condições experimentais, como a variação da temperatura, podem afetar drasticamente as medições

(Cooling, Hudson e Tunbridge em 1990 e Garrity, Irvin e Farmer em 1985, citados por Amadei & Stephansson, 1997). Adicionalmente, as tensões a pequenas profundidades podem ser afetadas por fenômenos tais como variações diárias e sazonais na temperatura e atração lunar que devem ser adicionados à dispersão observada (Amadei & Stephansson, 1997).

Quando se utiliza mais de um furo para determinar as tensões *in situ*, como o BDG do USBM ou o CSIR *Doorstopper*, os volumes de rocha envolvida no ensaio devem ser mantidos, no mínimo, dentro da dimensão da escala em que se determinam estas tensões, pois caso contrário, erros poderão surgir se o volume total de rocha envolvida nos testes, considerando-se todos os furos, for muito maior que o volume preconizado pela escala de interesse. Paradoxalmente, quando se determinam tensões *in situ*, deseja-se que seja envolvido um volume de rocha grande o suficiente para que os resultados sejam representativos do campo de tensões (Amadei & Stephansson, 1997).

Em ensaios de fraturamento hidráulico os erros podem surgir se o furo desvia da posição vertical e, mesmo quando é vertical, a fratura gerada pode, ou não, propagar-se inicialmente segundo um plano vertical e então girar para se tornar paralela a fraturas pré-existentes, orientadas favoravelmente (Haimson, 1988). Este fenômeno pode gerar uma fonte maior de erros na análise dos resultados (Brown em 1989, citado por Amadei & Stephansson, 1997). Segundo Haimson (1988) a teoria convencional para a análise dos resultados de testes de fraturamento hidráulico, ao assumir que a fratura induzida é vertical, produz estimativas confiáveis do campo de tensões *in situ*, mesmo quando a fratura desvia da vertical de alguns graus (menos que 20°). Fontes adicionais de incertezas podem estar relacionadas com o mau funcionamento dos *packers*, válvulas e bombas ou pelo uso de furos revestidos ao invés de furos sem revestimentos.

14.3 Incertezas relacionadas com a análise dos dados

As incertezas também podem estar associadas a erros na seleção de dados a serem analisados tais como deformações e deslocamentos no método da sobrefuração, ao se negligenciar o comprimento dos extensômetros elétricos. Alguns autores mencionam erros de 2 a 5% para a célula CSIR e CSIR HI coladas em furos com 38 mm de diâmetro (Amadei & Stephansson, 1997). Mills & Pender (1986) recomendam a utilização de extensômetros elétricos de pequeno comprimento, da ordem de 5 mm, ao invés daqueles com 10 mm de comprimento uma vez que, no seu julgamento, para extensômetros mais longos, as deformações médias podem ser bastante diferentes das deformações no seu centro (Amadei & Stephansson, 1997). Ao analisar deformações obtidas por sobrefuração, atenção especial deve ser dada à dimensão do extensômetro em relação ao tamanho, forma e distribuição dos poros e grãos da rocha. Valores consistentes de deformações são obtidos quando os extensômetros têm um comprimento maior ou igual a dez vezes a dimensão média dos cristais (Garritty, Irvin e Farmer em 1985, citados por Amadei & Stephansson, 1997).

Em se tratando do fraturamento hidráulico, as incertezas podem surgir da interpretação da relação entre a pressão do fluido de pressurização e da vazão durante o início e posterior propagação da fratura (Fairhurst em 1986, citado por Amadei & Stephansson, 1997). Estes erros estão relacionados com a definição das pressões de fechamento e reabertura da fratura e também com a determinação da resistência à tração da rocha.

Os erros podem surgir também quando aproximações associadas com técnicas de medições não são verificadas ou são parcialmente verificadas como no caso da sobrefuração em que a rocha é admitida como tendo um comportamento linear elástico, isotrópico, contínuo e homogêneo. Os erros podem então ser devidos a uma resposta não-linear, dependente do tempo, plastificação da rocha após a perfuração, anisotropia e heterogeneidades à escala dos cristais (Amadei & Stephansson, 1997).

Na análise dos dados de hidro-fraturamento, erros podem ser gerados ao se admitir que a tensão vertical é uma tensão principal. No método das

almofadas planas, a distribuição das tensões normais ao plano dessas pode não ser uniforme como é frequentemente admitido. Por outro lado, a utilização de almofadas planas em áreas com altos gradientes de tensões, ou próximas a seções de aberturas subterrâneas que tenham sido perturbadas, pode conduzir a medições errôneas. Se a rocha exibe um comportamento viscoso, erros substanciais podem advir do fato de se utilizar a teoria da elasticidade na análise dos dados de campo (Amadei & Stephansson, 1997).

Outra fonte de incertezas está associada com erros na determinação das propriedades mecânicas que são introduzidas nas análises tais como o coeficiente de Poisson (ν) e o módulo de Young (E) nos ensaios de sobrefuração, ou a resistência à tração no fraturamento hidráulico.

A determinação das propriedades elásticas da rocha por meio de ensaios biaxiais está sujeita a alguns erros, em particular quando se trata da célula CSIRO HI (Worotnicki em 1993, citado por Amadei & Stephansson, 1997). Outra alternativa que seria testar amostras de rocha também conduz a erros. Leijon & Stillborg (1986) relatam que testes em amostras de rocha contendo este tipo de célula revelaram que propriedades marcadamente diferentes podem ser determinadas quando se realizam ensaios biaxiais ou triaxiais sobre amostras de rocha, com os ensaios triaxiais elevando os valores do módulo de Young (E) em cerca de 20% quando comparados com os valores obtidos nos ensaios biaxiais (Amadei *et al.*, 1997).

Por outro lado, os ensaios biaxiais conduzem a valores do coeficiente de Poisson (ν), em média, mais de duas vezes maiores que os obtidos pelos ensaios triaxiais e com maior dispersão (Amadei & Stephansson, 1997).

Estas discrepâncias nas propriedades elásticas têm origem na natureza da rocha uma vez que Leijon & Stillborg (1986) relatam que ensaios biaxiais e triaxiais conduzidos sobre um cilindro de alumínio, eleito como padrão, conduziram a propriedades similares e ressaltam que tais discrepâncias têm um forte efeito sobre as tensões *in situ*. A Figura 14.2 mostra o efeito da variação do coeficiente de Poisson (ν) sobre a magnitude das tensões

principais, podendo-se verificar que o efeito é moderado para baixos valores do coeficiente de Poisson, aumentando à medida que este tende para o valor limite de 0,5 (Amadei & Stephansson, 1997).

A determinação das tensões principais médias para uma certa região de interesse a partir de resultados de ensaios realizados em vários locais pode se constituir numa outra fonte de erros. Hudson & Cooling (1988) e Walker *et al.* (1990) ressaltam que a magnitude e orientação das tensões principais médias não podem ser calculadas computando-se simplesmente a média das magnitudes e a média das orientações das tensões principais. Este procedimento pode conduzir as tensões principais médias não ortogonais. Como primeiro passo para este cálculo os autores sugerem que, numa primeira etapa, todos os tensores das tensões sejam expressos num mesmo sistema de coordenadas, calculando-se então o tensor das tensões médio pela média de cada uma das seis componentes das tensões. As tensões principais médias serão então determinadas a partir dos autovalores e autovetores do tensor das tensões médio (Amadei & Stephansson, 1997).

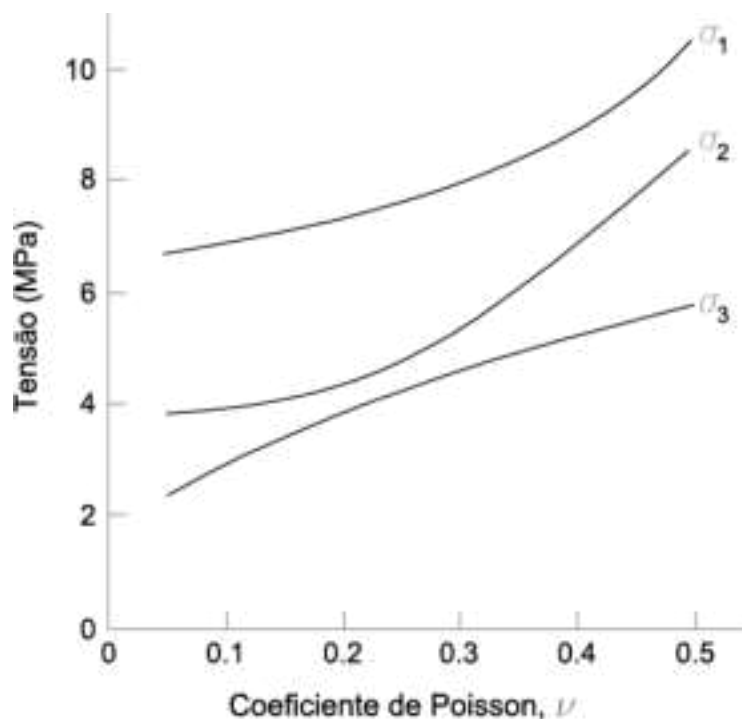


Figura 14.2 Efeito da variação do coeficiente de Poisson (ν) sobre as magnitudes das tensões *in situ* determinadas pelo método da sobrefuração.

Fonte: Leijon e Stillborg em 1986, citados por Amadei & Stephansson, 1997.

Rochas duras são capazes de suportar tensões mais elevadas que as tensões *in situ* médias, o que pode resultar em erros nos resultados das determinações das tensões *in situ*, com o surgimento de uma tendência na direção da superestimação dos valores das tensões *in situ*. Dessa forma, erros significativos podem surgir devido à seleção indiscriminada de locais para a determinação das tensões *in situ* (Voight em 1966 e Leijon em 1989, citados por Amadei & Stephansson, 1997).

Outra tendência está associada com a determinação das propriedades elásticas de rochas brandas como xistos e rochas com grande conteúdo de argila quando incluídas na análise de testes de sobrefuração. Quando submetidas ao desconfinamento essas rochas frequentemente se expandem e se deterioram rapidamente. Assim, se as amostras dessas rochas são testadas algum tempo após sua extração elas parecerão mais moles do que *in situ*. Segundo Franklin & Hungr (1978), este fenômeno pode ser responsável pelas observações feitas por alguns autores segundo os quais rochas moles armazenam elevadas tensões horizontais (Amadei & Stephansson, 1997).

Em geral, erros podem ser esperados na determinação das tensões *in situ* por métodos como a sobrefuração mesmo em rochas de média a boa qualidade isto devido ao processo de amostragem propriamente dito e a possíveis alterações associadas com a extração e manuseio da amostra (Amadei & Stephansson, 1997).

14.4 Entendendo e reduzindo as incertezas

Amadei & Stephansson (1997) ressaltam que muitas das incertezas listadas anteriormente podem ser superadas, ou pelo menos compreendidas, ou até mesmo quantificadas, adotando-se um ou mais dos seguintes passos:

- Conduzir testes em laboratório com os instrumentos submetidos a campos de tensões conhecidos e com condições de campo simuladas. A magnitude e orientação das tensões medidas são então comparadas com aquelas aplicadas. Estes testes podem ajudar, entre outras coisas, na identificação das limitações dos instrumentos, de sua performance e acurácia e de sua adequação aos diversos ambientes geológicos. Podem também ajudar na análise da resposta da rocha durante o processo de sobrefuração, se esta resposta é elástica linear ou se apresenta características dependentes do tempo, o que exigirá um tratamento para um corpo viscoelástico ou um tratamento para um comportamento ainda mais complexo;
- Descartar dados com erros claramente originados pelo método adotado como os que se situam fora da faixa de desvio randômico normalmente esperado, baseando-se em análises estatísticas, respostas a solicitações e testes de compatibilidade, o que pode ser feito de forma consistente e não tendenciosa. No caso dos testes de sobrefuração, leituras de extensômetros indicando de forma clara descolamento, parcial ou total, baixa sensibilidade e quebra da amostra devem ser descartadas. Estas situações, normalmente criam anomalias e irregularidades nas curvas de registro dos alívios das deformações e deslocamentos obtidos durante a sobrefuração. Essas curvas podem então ser usadas como ferramentas de diagnóstico para avaliar a qualidade das medições (Blackwood em 1978, citado por Amadei & Stephansson, 1997). Curvas de alívio de boa qualidade geralmente são regulares, apresentando estabilização após o ponto em que a operação de sobrefuração ultrapassa o plano dos extensômetros elétricos da célula utilizada. Verificações de compatibilidade entre as deformações em uma roseta de extensômetros elétricos ou entre rosetas distintas

também podem ajudar na eliminação de dados de má qualidade. Testes biaxiais ou uniaxiais conduzidos sobre a amostra da sobrefuração podem indicar deficiências no funcionamento dos extensômetros elétricos. Em testes de fraturamento hidráulico a ausência de uma bem definida pressão crítica de fraturamento pode indicar a reabertura de uma fratura ou junta pré-existente (Amadei & Stephansson, 1997);

- Comparar sempre valores de medições efetuadas em um mesmo furo e pelo mesmo método ou, medições paralelas realizadas com diferentes métodos. Essas comparações propiciarão uma medida da consistência das medições efetuadas. Testes repetidos ao longo de um ou, ocasionalmente, mais de um furo podem ser usados para quantificar e aparar a dispersão aparente dos resultados obtidos. Furos múltiplos também podem ser usados para verificações cruzadas. Acredita-se que, em geral, o emprego de métodos híbridos de determinação das tensões *in situ* pode reduzir as incertezas nessas determinações (Cornet e Valette em 1984, Dey e Brown em 1986, Gray e Toews em 1968 e 1975, Panek em 1966, Walker, Martin e Dzik em 1990, e Worotnicki em 1993, citados por Amadei & Stephansson, 1997). O emprego de métodos estatísticos como os mínimos quadrados e o teste de Monte Carlo podem ser usados para determinar a magnitude e orientação das tensões principais médias bem como o seu domínio de variação para diferentes intervalos de confiança (Amadei & Stephansson, 1997);
- Monitorar, se possível, tanto as condições *in situ* quanto em laboratório tais como umidade, temperatura da rocha e do ar, e a temperatura do fluido de perfuração. A vantagem do monitoramento das condições de teste é que ajustes podem ser

feitos de forma a reduzir as incertezas e correções podem ser aplicadas às várias medições (Amadei & Stephansson, 1997);

- Investigar quanto a dispersão observada nas medições pode estar relacionada com efeitos da topografia, anisotropia, heterogeneidades ou alguma estrutura geológica. Tais efeitos podem ser simulados por meio de técnicas analíticas e numéricas (Amadei & Stephansson, 1997).

14.5 Incertezas esperadas

Embora a acurácia varie com o método empregado, deve-se esperar uma dispersão natural dos valores das medições assim como para as outras propriedades da rocha. Segundo Gonano & Sharp (1983) para os dispositivos utilizados em furos “... intervalos de confiança da ordem de $\pm 20\%$ são, em geral, o limite de acurácia passível de ser obtido, mesmo em maciços rochosos que podem ser considerados elástico lineares” (Amadei *et al.*, 1997). Herget (1986) menciona que erros de $\pm 10\text{-}15\%$ para as componentes das tensões são comuns. Rocha (1968) conclui que tensões *in situ* podem ser determinadas pelo método das almofadas planas com um erro menor que 10%.

As respostas ao que pode ser considerada uma determinação de tensões *in situ* aceitável e quão confiáveis devem ser suas execuções são bastante subjetivas. Elas dependem largamente da técnica utilizada, da geologia local e das dificuldades encontradas durante a execução das medições no ambiente geológico de interesse. Recomenda-se, em geral, que os dados dos valores obtidos nas medições sejam apresentados juntamente com os erros ou intervalos de confiança, incluindo o valor médio e o desvio padrão, tanto para a magnitude quanto para a orientação das tensões (Amadei & Stephansson, 1997).

O efeito combinado do volume envolvido na determinação e os erros associados a cada técnica pode criar discrepâncias quando se comparam

medições efetuadas por meio de diferentes métodos. Gonano & Sharp (1983) estimaram que os erros, em ambos os métodos do fraturamento hidráulico e da sobrefuração, podem conduzir a diferenças de 5-10% na magnitude das tensões determinadas. Doe (1983) encontrou diferenças da ordem de 20% para as magnitudes das tensões obtidas por estes dois métodos. Haimson (1981), comparando resultados de testes de fraturamento hidráulico e de sobrefuração realizados em diversos locais da América do Norte e Suécia encontrou diferenças de $\pm 10^\circ$ nas direções das tensões horizontais determinadas pelos dois métodos, diferenças de ± 2 MPa nas magnitudes das tensões horizontais mínimas e de ± 5 MPa nas magnitudes das tensões horizontais máximas e que a diferença entre as direções dos eixos principais entre os dois métodos era menor que 30° . Ainda segundo o mesmo autor a maior discrepância para a tensão horizontal máxima se deve a erros na estimativa da resistência à tração da rocha para o caso do fraturamento hidráulico e na seleção de valores para as propriedades elásticas da rocha para as análises dos resultados obtidos por sobrefuração (Amadei & Stephansson, 1997).

15. QUALIDADE DAS DETERMINAÇÕES DE TENSÕES *IN SITU*

No estabelecimento de um programa para a determinação de tensões *in situ* existem questões gerais e específicas que devem ser consideradas.

Amadei & Stephansson (1997) analisando resultados da determinação de tensões *in situ* realizadas no *Underground Research Laboratory*, em Manitoba, Canadá, levantaram quatro questões de suma importância para o assunto:

- As tensões *in situ* são dependentes da escala em que se situa o método usado?
- Qual é o efeito das estruturas geológicas nas tensões *in situ*?
- Qual a importância das tensões residuais?
- Diferentes métodos conduzem a campos de tensões comparáveis?

Christianson *et al.* (2002) analisando resultados de determinações de tensões realizadas em local destinado a receber resíduos radioativos na Suécia encontraram variações nas magnitudes das tensões de cerca 50% com relação à profundidade e $\pm 30-40^\circ$ em relação ao alinhamento da tensão principal maior, indicando assim problemas com a confiabilidade dos resultados. A questão que se pôs então foi: Qual é a causa desses problemas? Algumas possibilidades inicialmente levantadas apontavam para os seguintes fatores:

- Variações no campo de tensões causadas por condições geológicas;
- Falta de acurácia em pelo menos alguns dos métodos usados;

- Utilização de métodos além de suas limitações, e.g. aproximações como maciço como meio contínuo, homogêneo, isotrópico e linearmente elástico;
- Baixa qualidade do controle exercido pelo contratado para a realização das medições.

Christiansson *et al.* (2002) destacam que o entendimento do conceito de tensões em maciços rochosos, a prática necessária à execução das medições, o conhecimento das aproximações adotadas em cada método e suas limitações e a capacidade para interpretar os resultados no contexto dos efeitos que afetam os maciços rochosos, são aspectos importantes para uma acurada estimativa das tensões *in situ*.

Baseados neste estudo os autores propõem uma relação de componentes para a adoção de uma estratégia de avaliação de determinações de tensões *in situ*:

OBJETIVO DAS MEDIÇÕES E EXPERIÊNCIA NA DEFINIÇÃO DO OBJETIVO DAS MEDIÇÕES

- Qual é o objetivo das determinações?
- Qual a acurácia requerida?
- Que procedimentos confirmatórios deverão ser adotados?
- Especificação da experiência requerida em determinações de tensões:
- Os problemas referentes às determinações das tensões *in situ* foram identificados?
- Uma relação de eventuais problemas foi elaborada?
- A literatura atualizada foi identificada e estudada?
- A especificação foi discutida com alguém com experiência prática na determinação de tensões *in situ* e, especificamente, com o método a ser usado?

MÉTODO DE DETERMINAÇÃO DE TENSÕES. ESPECIFICAÇÃO DO MÉTODO

- Qual o método a ser usado?
- Quais os processos físicos envolvidos?
- Que influência as condições locais podem ter sobre os resultados obtidos pelo método adotado?
- Que problemas foram identificados anteriormente?

CONFIRMAÇÃO DA ADEQUAÇÃO DO MÉTODO

- Com base nas observações das inspeções realizadas, as medições são capazes de medir as tensões *in situ* requeridas?

DISPONIBILIDADE DE UM PROCESSO DE INSPEÇÃO

- Há um processo de inspeção disponível para o método de medição adotado?
- Em caso positivo, o processo foi verificado e validado, quer por métodos teóricos ou práticos, para assegurar que é adequado, fornecendo o objetivo e o conhecimento dos problemas relacionados com as medições das tensões *in situ*?
- O processo de medição é adequado?
- Se um processo de inspeção desejável não estiver disponível, um processo adequado pode ser gerado?

PROTOCOLO PARA DETERMINAÇÃO DE TENSÕES

- Está sendo desenvolvido um protocolo para ser utilizado com o método de determinação das tensões adotado que incorpore aspectos relativos a inspeções técnicas e de qualidade?

TRATAMENTO DOS DADOS, INTERPRETAÇÃO, VALIDAÇÃO E APRESENTAÇÃO. REGISTRO, CONFIABILIDADE E TRATAMENTO DOS DADOS

- Que procedimentos são adotados para assegurar que os dados são registrados de forma acurada e segura?
- Todos os riscos com as medidas obtidas para a determinação das tensões *in situ* foram identificados?
- Que procedimentos são adotados para assegurar que os dados brutos obtidos são confiáveis?
- Como os dados serão tratados?
- Que procedimentos são adotados para assegurar que não ocorrerão erros durante o tratamento dos dados?
- Existe um protocolo para estudo de caso para os itens registro, confiabilidade e tratamento dos dados?

INTERPRETAÇÃO DOS DADOS

- Quais são as características iniciais dos dados a serem interpretados e as tendências identificadas?

VALIDAÇÃO DOS DADOS

- Os resultados são compatíveis com dados relevantes existentes e características da área?
- As condições da área estão contidas nas simplificações assumidas para o método adotado?
- As propriedades elásticas determinadas são realistas?

APRESENTAÇÃO DOS DADOS

- Os resultados serão apresentados de forma clara?

CONCLUSÕES DAS INSPEÇÕES TÉCNICAS. ADEQUAÇÃO DA DETERMINAÇÃO DE TENSÕES IN SITU

- As medições para se determinar as tensões foram conduzidas adequadamente, fornecendo o seu objetivo intrínseco e o conhecimento científico e prático sobre a área em estudo?
- A documentação do controle de qualidade, aquisição, tratamento e interpretação dos dados, é confiável?

CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE AS INSPEÇÕES TÉCNICAS

- Quais são as conclusões das inspeções técnicas a respeito da adequação das medições efetuadas para a determinação das tensões, mencionada no item anterior?
- Quais recomendações devem ser feitas sobre as atividades de determinação de tensões realizadas?

16. O EMPREGO DE BREAKOUTS NO CÁLCULO DAS TENSÕES *IN SITU*

Conforme já abordado aqui, os *breakouts* são fenômenos de tensões induzidas que ocorrem em desconfinamentos de geometria circular onde a rocha, por não ser capaz de suportar as concentrações de tensões em sua parede, entra em colapso. A ruptura se caracteriza por duas zonas de alargamento diametralmente opostas. Vários trabalhos foram conduzidos por autores que estudando o fenômeno em furos de sondagem, poços de petróleo e poços para obtenção de água subterrânea rapidamente chegaram à conclusão que os *breakouts* eram excelentes indicadores das direções de σ_H e σ_h , tensões horizontais principais.

Porém, Trópia (2013) demonstrou que os *breakouts* podem ocorrer condicionados pela anisotropia presente na rocha de modo que se deve ter atenção ao utilizá-los para indicação da direção das tensões horizontais principais σ_H e σ_h nestas condições, sendo válido, no máximo, adotar as direções obtidas neste contexto para abordar os problemas que estejam relacionados às escavações que estejam sendo investigadas. Desse modo, não se poderia adotar as direções verificadas como sendo as direções do campo de tensões *in situ* que estariam atuando em nível regional.

Guimarães (2019) voltou ao tema dos *breakouts* estudando o fenômeno para verificar a possibilidade de aproveitá-los não só como indicadores da direção do campo de tensões *in situ*, mas para a realização de cálculos que permitissem obter as magnitudes aproximadas das tensões horizontais principais σ_H e σ_h . O ponto de partida para verificar se o cálculo era possível se baseou nos trabalhos de Zoback *et al.* (1985) onde, em apêndice daquele artigo, o autor propõe um cálculo analítico com base no critério de *Naviet-Coloumb* para se obter, a partir de *breakouts* em furos de sondagem, os valores de σ_H e σ_h . Na oportunidade, Guimarães (2019)

também analisou e desenvolveu uma solução baseada no critério de *Mohr-Coloumb* proposta por Figueiredo (em comunicação pessoal, 2018).

Com base nestes estudos apresenta-se, a seguir, a metodologia para o cálculo analítico de *breakouts* com o intuito de se obter as magnitudes do campo de tensões *in situ*.

16.1 Um breve histórico sobre *breakouts*

Vários autores se dedicaram a compreender como se daria o fenômeno do *breakout*. Zoback *et al.* (1985, p. 5528) advoga que pensar neste fenômeno como um simples modelo elasto-plástico não soluciona o problema em função da deformação inelástica que ocorre na parede do desconfinamento de geometria circular de modo que Detournay e Roegiers (1986, p. 14.161) ao discutirem artigo de Zoback *et al.* (1985) propõe uma analogia com o ensaio de compressão uniaxial estabelecidos os três mecanismos de falha: (i) a ruptura por tração, (ii) a ruptura por bandas de cisalhamento (*shear bands*) e o (iii) cisalhamento homogêneo. Os dois primeiros mecanismos são típicos de rochas frágeis e, assim, perfeitamente correlacionáveis com o fenômeno de *breakout* que são observados ao se escavar maciços rochosos que apresentem este tipo de comportamento.

Nas palavras originais de Detournay e Roegiers em Zheng (1989, p. 7.172) para uma visão mais aclarada sobre o assunto:

... the analysis of borehole breakouts requires considerations not only on the stress but also on the geometrical effects (i.e., is the mode of failures kinematically admissible?) ... When considering the borehole wall, an analogy to uniaxial compression testing may be drawn, where three models of failure can be observed: (1) splitting parallel to the direction of loading; (2) Shear failure localized along discrete planes (shear bands); and (3) homogeneous (pervasive) shear failure. The two first modes of rupture are brittle; the third one is ductile.... [and]...the initial breakout would trigger a process of additional degeneration due to stress redistribution... the borehole cross section would then evolve into a shape characterized by progressively higher stress concentration near the tips of the elongated axes (however the size of the over stressed region would decrease)...

É importante notar que o fenômeno do *breakout* ao ser comparado ao um ensaio de compressão uniaxial ou a um ensaio de compressão triaxial de baixíssima tensão de confinamento por conta do efeito da presença de água ou mesmo fluido de perfuração indica o caminho para propor uma solução analítica que permita utilizá-lo no cálculo das tensões horizontais principais σ_H e σ_h .

16.2 Modelo de microfissuramento para a formação do *breakout*

Kirsh (1898) e Jaeger (1961) demonstram que em uma escavação de geometria circular as tensões se distribuem da seguinte forma (Figura 16.1)

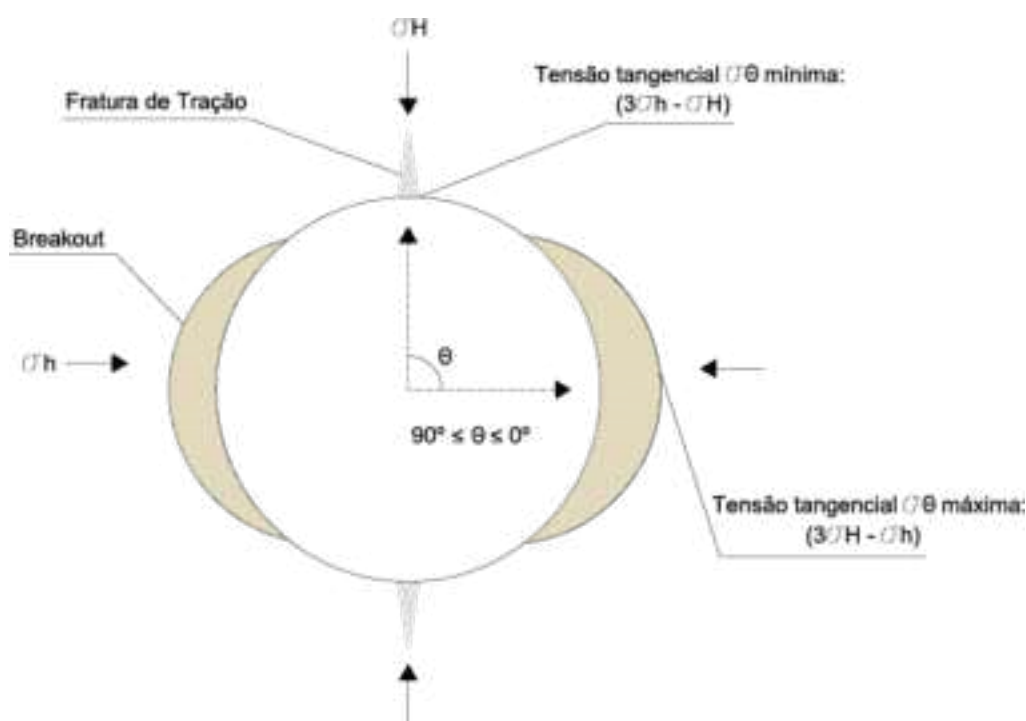


Figura 16.1 Representação de *breakout* (σ_h) com fratura de tração na direção de σ_H e valores das tensões tangenciais σ_θ Mínima igual a $3\sigma_h - \sigma_H$ e σ_θ Máxima igual a $3\sigma_H - \sigma_h$.

Fonte: Modificado de Zoback, 1992.

A solução se reduz para as duas equações mostradas abaixo em função de que, na parede do desconfinamento, apenas atuam as tensões

tangenciais, pois se consideramos apenas o formato perfeitamente circular da Figura 16.1 sem levar em conta a representação do *breakout*, veremos que na parede do furo, a tensão radial σ_r é zero assim como é zero o valor da tensão de cisalhamento σ_{θ} . Decorre então que a solução de Kirsh e Jaeger (1961) para $\theta = 90^\circ$ e $\theta = 0^\circ$ fica:

$$\sigma_{\theta \text{ min}} = 3\sigma H - \sigma h; \theta = 90^\circ$$

(eq. 16.1)

$$\sigma_{\theta \text{ máx}} = 3\sigma h - \sigma H; \theta = 0^\circ$$

(eq. 16.2)

Se admitirmos que o *breakout* está evoluindo para a forma final da Figura 16.1, teremos a presença de uma tensão radial σ_r e um decréscimo da tensão tangencial σ_{θ} . Deste modo as equações de Kirsh e Jaeger (1961) abaixo, considerando $R=a$ se apresentam da seguinte maneira:

$$\sigma_r = \frac{1}{2} (\sigma H + \sigma h) \left(1 - \frac{a^2}{R^2}\right) + \frac{1}{2} (\sigma h - \sigma H) \left(1 - 4\frac{a^2}{R^2} + 3\frac{a^4}{R^4}\right) \cos 2\theta + p \frac{a^2}{R^2}$$

(eq. 16.3)

$$\sigma_{\theta} = \frac{1}{2} (\sigma H + \sigma h) \left(1 - \frac{a^2}{R^2}\right) - \frac{1}{2} (\sigma h - \sigma H) \left(1 + 3\frac{a^4}{R^4}\right) \cos 2\theta - p \frac{a^2}{R^2}$$

(eq. 16.4)

$$\tau_{r\theta} = -\frac{1}{2} (\sigma H + \sigma h) \left(1 + \frac{2a^2}{R^2} - \frac{3a^4}{R^4}\right) \sin 2\theta$$

(eq. 16.5)

Assim, na substituição, a tensão radial σ_r e a tensão tangencial σ_{θ} vão aumentando até serem estabilizadas pela tensão de confinamento σ_3 ao mesmo tempo em que a tensão de cisalhamento $\tau_{r\theta}$ vai a zero.

16.3 Da energia envolvida no mecanismo de ruptura

do *breakout*

Antes de discorrer sobre a solução analítica para o cálculo das magnitudes de σ_H e σ_h , devemos abordar a energia envolvida no mecanismo de ruptura do *breakout* com base em modelo proposto por Zheng (1989). Considera-se então que, uma vez promovido o desconfinamento em um furo de sondagem perfeitamente circular onde o rearranjo do campo de tensões na parede do furo ao se deparar com uma rocha cuja resistência a compressão uniaxial σ_C será menor que a tensão que atua em um plano de deformação denominado Q, ocorrerá a ruptura. Ora, queremos dizer com isso que as paredes submetidas ao desconfinamento ao sofrerem uma compressão por ação da tensão tangencial σ_θ , maior que a resistência à compressão uniaxial σ_C , promoverá a formação do *breakout*.

Assim, dado que, a tensão tangencial σ_θ atua e gera lascas de rocha de comprimento $a \times \theta$ com espessura definida ρ , podemos afirmar que a energia liberada é:

$$U = \frac{\sigma_\theta^2}{2E} a\theta\rho$$

(eq. 16.6)

Onde $E = \frac{\Delta L}{L}$ é o módulo elástico da rocha e U é a energia. As demais variáveis são conhecidas.

Se houve ruptura com a formação de um arco de rocha, trabalho W foi realizado e pode ser expresso como:

$$W = \sigma_\theta \frac{a\Delta\theta}{2} \rho + a\theta\sigma_r \frac{\Delta r}{2}$$

(eq. 16.7)

A cada arco de rocha que vai se formando em função da progradação do *breakout* rocha a dentro, teremos, por ação da tensão confinante do

maciço rochoso σ_3 , arcos de rocha cada vez menores em comprimento com a consequente diminuição do seu raio Δr (Figura 16.2).

Variação de Δ_θ e Δ_r para uma dada σ_r no momento da formação de cada arco/lasca de rocha com espessura ρ

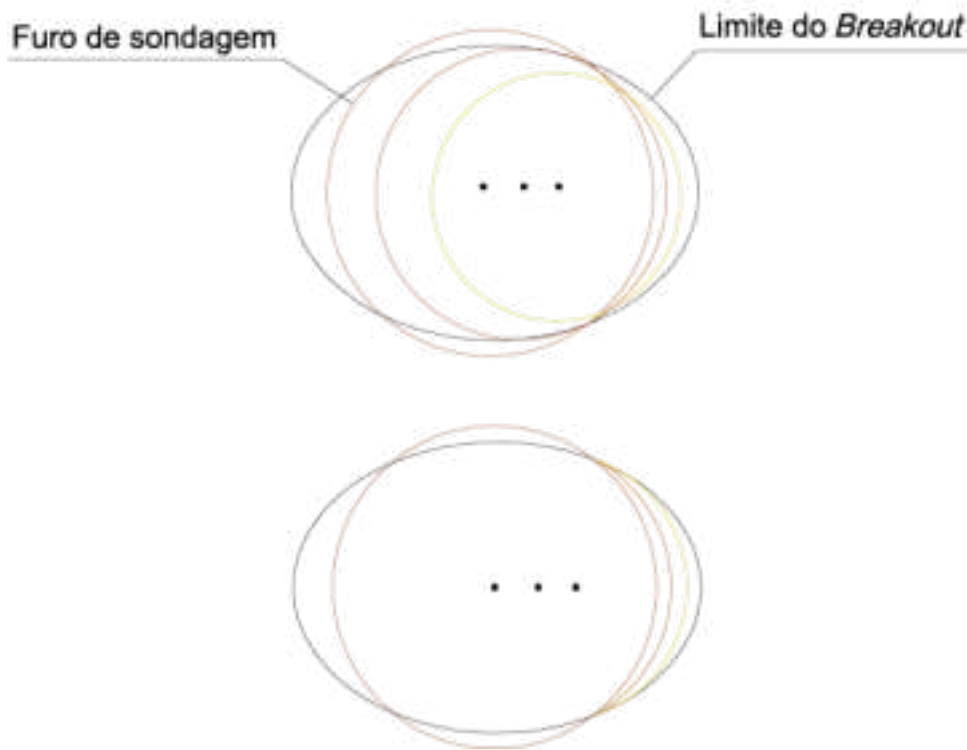


Figura 16.2 A formação do *breakout* se dá pela quebra consecutiva de lascas ou arcos de rocha com comprimento $a \times \theta$ que definem a espessura ρ de cada lasca ou arco. A tensão confinante do maciço rochoso σ_3 vai conduzindo o mesmo para a sua forma final estabilizada.

Fonte: Guimarães, 2019.

Isso permite que W possa ser expresso da seguinte forma:

$$W = \sigma_\theta \rho a C_\theta \rho + a \theta K \rho C_r \rho = (a \sigma_\theta C_\theta + a \theta K C_r) \rho^2$$

(eq. 16.8)

Cada lasca de rocha estabelece que Δr e Δ_θ são constantes partir da espessura definida ρ o que permite definir $\Delta_\theta = C_\theta = Cte$, $\Delta r = C_r = Cte$ e $K \rho = \rho = Cte$. Ao se colocar ρ em

evidência temos W conforme de apresentado acima. A partir daí a energia total do sistema pode ser então expressa conforme abaixo:

$$U_{total} = U + W = \frac{\sigma\theta^2}{2E} a\theta\rho + (a\sigma\theta C\theta + a\theta KCr)\rho^2$$

(eq. 16.9)

Assim, a energia armazenada em função do desconfinamento mais o trabalho realizado pode ter o primeiro e segundo termo da equação divididos por ρ para demonstrar quando existe energia disponível suficiente ou não para a ocorrência do *breakout*. Portanto, fazendo-se $\rho \rightarrow 0$ teremos que:

$$\frac{U_{total}}{\rho} \rightarrow \frac{U}{\rho} = \frac{\sigma\theta^2}{2E} a\theta$$

(eq. 16.10)

Isso demonstra que para a ocorrência do *breakout* a energia acumulada na parede do furo de sondagem tem que ser o suficiente para vencer a resistência uniaxial da rocha σ_C e promover a ruptura. Ou, dito de outro modo, sempre haverá energia acumulada, mas se a rigidez da rocha for alta, esta não será o suficiente para promover um *breakout*.

16.4 Solução analítica para o cálculo da magnitude das tensões horizontais principais K_H e K_h a partir do *breakout*

Zoback *et al.* (1985) propôs uma solução analítica para se obter os valores estimativos da magnitude das tensões horizontais principais σ_H e σ_h e Guimarães (2019), ao testar essa metodologia de cálculo, não conseguiu obter valores que pudessem ser aproveitados e comparados com valores obtidos de campanha de sondagem onde foram executados ensaios de

Faturamento Hidráulico_FH. Deste modo, os passos da solução de Zoback *et al.* (1985) foram refeitos para verificar a possibilidade de algum equívoco na aplicação do cálculo proposto, mas ainda assim, não foi possível comparar os resultados desta solução com os resultados da campanha de FH citada e que foi utilizada para a comparação.

A solução analítica que logrou sucesso, nesta oportunidade, foi proposta por Figueiredo em comunicação pessoal, 2018 onde Guimarães (2019) ao desenvolver o cálculo aplicou as premissas do trabalho de Martin (1997), o que tornou possível validar os resultados comparando-os com a mesma campanha de FH citada para a caso de Zoback *et al.* (1985).

Guimarães (2019), ao estudar a solução analítica proposta baseada no critério de ruptura de Mohr-Coulomb, adotou as observações de Martin (1997) que, ao escavar um túnel de geometria circular no maciço rochoso *Lac Du Bonnet Granite* no Canadá utilizando-se de microssísmica, por cinco meses, observou que para reproduzir as deformações observadas em campo ao simulá-las no *software EXAMINE 2D* da *Rocscience*, precisava mobilizar o ângulo de atrito (Φ) para zero e reduzir os resultados da resistência à compressão uniaxial σ_C dos corpos de prova obtidos em laboratório para um terço do valor.

Para efeito de verificação e validação, o método de cálculo proposto por Zoback *et al.* (1985) foi testado, mais uma vez, considerando as mesmas premissas de Martin (1997) que foram adotadas por Guimarães (2019) no estudo da solução proposta por Figueiredo em comunicação pessoal, 2018. Como antes, o método de Zoback *et al.* (1985) não obteve sucesso.

A aplicação da solução original de Zoback *et al.* (1985) assim como a demonstração desta solução está detalhado na dissertação de mestrado de Guimarães (2019), caso o leitor queira verificar os motivos pelos quais essa solução não pode ser aplicada na obtenção das magnitudes de σ_H e σ_h .

16.4.1 Solução analítica de Guimarães & Figueiredo (2019)

Assumindo que se deseja calcular as tensões horizontais principais de σ_H e σ_h de um maciço rochoso, admite-se um furo de sondagem sub-vertical a vertical em maciço rochoso espesso, homogêneo, isotrópico e de comportamento elástico em uma zona de compressão que induz na parede deste furo a ocorrência de um *breakout*. Adotamos os critérios de ruptura que permitem a partir da solução de Kirsh e Jaeger obter a magnitude das tensões horizontais principais σ_H e σ_h , assumindo a premissa de que $\sigma_H \leq 3\sigma_h$ ou do contrário prevalecerão as fraturas de tração na direção de σ_H conforme ilustradas na Figura 16.1.

O critério de Mohr-Coulomb estabelece a relação da coesão da rocha (C) com o ângulo de atrito (Ψ) da mesma em combinação com as tensões principais σ_1 e σ_3 de modo que estas criam círculos que, ao tocarem a envoltória, resulta na ruptura da rocha por cisalhamento. A solução adotada assume, portanto, a premissa de que a rocha tem comportamento elástico o que permite, observando o fenômeno do *breakout* e a sua forma final estabilizada, aplicar este critério de ruptura, definindo as condições de contorno do mesmo e adotando-se a zona de compressão na parede do furo onde ocorre a ruptura como sendo análoga a um ensaio de compressão uniaxial simples ou um ensaio triaxial de baixíssima tensão de confinamento (Figura 16.2). A demonstração deste cálculo analítico é descrita abaixo a partir da adoção do Critério de *Mohr-Coulomb* sendo expresso em função de suas tensões principais σ_1 e σ_3 .

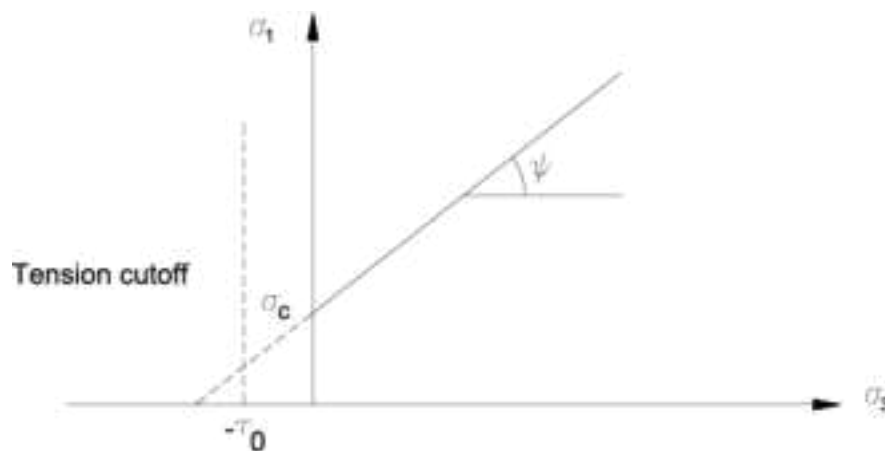


Figura 16.3 Representação do Critério de *Mohr-Coulomb* expresso em função das tensões principais σ_1 e σ_3 . σ_C é a compressão uniaxial simples para σ_3 igual a zero.

Fonte: Modificado de Goodman, 1989.

Dado que o Critério de *Mohr-Coulomb* foi expressa em função de σ_1 e σ_3 temos que (Figura 16.3):

$$\sigma_1 = \sigma_c + \sigma_3 b$$

(eq. 16.11)

E na montagem do problema, consideramos, conforme está descrito na Figura 16.4, a representação de uma seção transversal de um furo de sondagem vertical sob tensão σ_H e σ_h de Raio $R = a$ com uma pressão interna p_i (água ou fluido de perfuração), onde:

$$\sigma_r = \sigma_3 = p_i$$

(eq. 16.12)

$$\sigma_r = r/b = \sigma_3 = p_i (*)$$

(eq. 16.13)

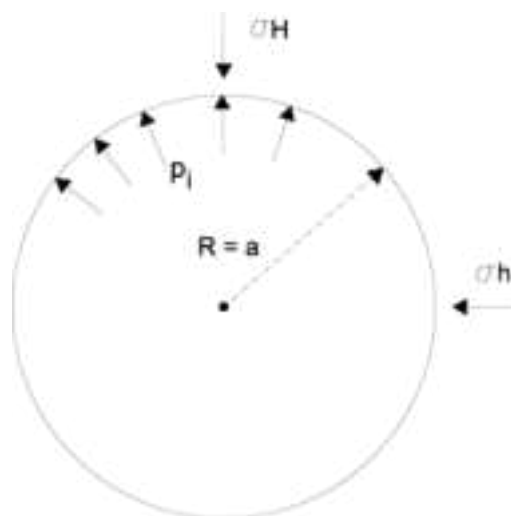


Figura 16.4 Seção circular de furo de sondagem com raio $R = a$ com as tensões horizontais principais σ_H e σ_h atuantes na presença de água exercendo pressão interna p_i contra as paredes internas do mesmo.

Fonte: Guimarães, 2019.

Portanto, a rocha, por estar desconfiada em geometria circular ao sofrer a ação do rearranjo das tensões na parede do furo que se rompe de forma característica conforme a Figura 16.5 no que teremos:

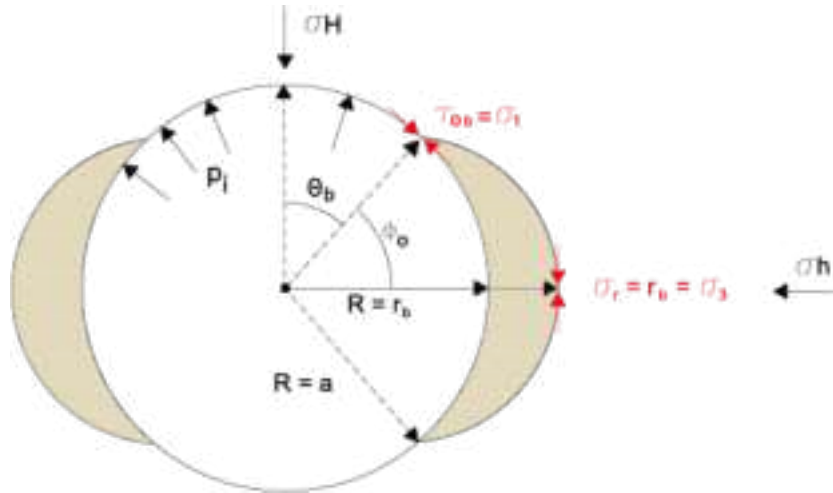


Figura 16.5 Representação da seção transversal do furo de sondagem de raio $R = a$ que sofreu *breakout* em função de σ_H e σ_h onde se destacam os pontos notáveis $\tau_{\theta b} = \sigma_1$ e $\sigma_r = r_b = \sigma_3$.

Fonte: Guimarães, 2019.

A solução de Kish (1898) indica que:

$$\sigma_{\theta} = \frac{1}{2} (\sigma_H + \sigma_h) \left(1 - \frac{a^2}{R^2}\right) - \frac{1}{2} (\sigma_h - \sigma_H) \left(1 + 3 \frac{a^4}{R^4}\right) \cos 2\theta - p \frac{a^2}{R^2}$$

(eq. 16.4)

No ponto $\tau_{\theta b} = \sigma_1$ consideramos que em um átimo de tempo anterior ao início da ruptura por cisalhamento temos condições elásticas que satisfazem as condições de contorno para o Critério de *Mohr-Coulomb* onde $\sigma_{\theta} = \tau_{\theta b}$ e $R = a$. Nota-se ainda que $p = p_i$ e $2\theta = 2\theta_b$.

Realizadas as devidas substituições temos que a equação (16.4) pode ser expressa da seguinte forma:

$$\sigma_{\theta b} = \frac{1}{2} (\sigma_H + \sigma_h) \left(1 - \frac{a^2}{a^2}\right) - \frac{1}{2} (\sigma_h - \sigma_H) \left(1 + 3 \frac{a^4}{a^4}\right) \cos 2\theta_b - p_i \frac{a^2}{a^2}$$

(eq. 16.14)

Daí:

$$\sigma_{\theta} = (\sigma_H + \sigma_h) + 2(\sigma_H - \sigma_h) \cos 2\theta - p_i$$

(eq. 16.15)

Ao obtermos a equação (16.15), podemos aplicá-la na equação (16.11) no que resulta:

$$\sigma_1 = \sigma_c + \sigma_3 b$$

(eq. 16.11)

$$(\sigma_H + \sigma_h) + 2(\sigma_H - \sigma_h) \cos 2\theta - p_i = \sigma_c + p_i b ; \sigma_3 = p_i$$

(eq. 16.16)

Colocando-se σ_c em evidência:

$$\sigma_c = (\sigma_H + \sigma_h) + 2(\sigma_H - \sigma_h) - p_i(1 + b)$$

(eq. 16.17)

A equação (16.17) satisfaz o critério de *Mohr-Coulomb* para o ponto notável $\sigma_{\theta} = \tau_{\theta} b$ em questão.

Do mesmo modo, no segundo ponto notável $\sigma_r = r b = \sigma_3$, pode ser demonstrado seguindo-se a mesma linha de raciocínio aplicada para a equação (16.4):

$$\sigma_{\theta} = \frac{1}{2} (\sigma_H + \sigma_h) \left(1 - \frac{a^2}{R^2}\right) - \frac{1}{2} (\sigma_h - \sigma_H) \left(1 + 3 \frac{a^4}{R^4}\right) \cos 2\theta - p \frac{a^2}{R^2}$$

(eq. 16.4)

$$\sigma_{\theta} = \sigma_1 = \frac{1}{2} (\sigma_H + \sigma_h) \left(1 - \frac{a^2}{rb^2}\right) - \frac{1}{2} (\sigma_h - \sigma_H) \left(1 + 3 \frac{a^4}{rb^4}\right) \cos(180^\circ) - p_i \frac{a^2}{rb^2} ; R = rb \text{ e } p = p_i$$

(eq. 16.18)

Note que neste ponto notável temos que a tensão radial σ_r é diferente de zero e que portanto:

$$\sigma_r = \frac{1}{2} (\sigma_H + \sigma_h) \left(1 - \frac{a^2}{R^2}\right) + \frac{1}{2} (\sigma_h - \sigma_H) \left(1 - 4\frac{a^2}{R^2} + 3\frac{a^4}{R^4}\right) \cos 2\theta + p \frac{a^2}{R^2}$$

(eq. 16.3)

D'onde decorre que:

$$\sigma_r = \sigma_3 = \frac{1}{2} (\sigma_H + \sigma_h) \left(1 - \frac{a^2}{rb^2}\right) + \frac{1}{2} (\sigma_h - \sigma_H) \left(1 - 4\frac{a^2}{rb^2} + 3\frac{a^4}{rb^4}\right) \cos(180^\circ) + p_i \frac{a^2}{rb^2} ; R = rb \text{ e } p = p_i$$

(eq. 16.19)

As equações (16.17) e (16.19) ao serem substituídas na equação (16.11), resultam:

$$\sigma_1 = \sigma_c + \sigma_3 b$$

(eq. 16.11)

$$\frac{1}{2} (\sigma_H + \sigma_h) \left(1 - \frac{a^2}{rb^2}\right) + \frac{1}{2} (\sigma_h - \sigma_H) \left(1 + 3\frac{a^4}{rb^4}\right) \cos(180^\circ) + p_i \frac{a^2}{rb^2} = \sigma_c + b \left[\frac{1}{2} (\sigma_H + \sigma_h) \left(1 - \frac{a^2}{rb^2}\right) + \frac{1}{2} (\sigma_h - \sigma_H) \left(1 - 4\frac{a^2}{rb^2} + 3\frac{a^4}{rb^4}\right) \cos(180^\circ) + p_i \frac{a^2}{rb^2} \right]$$

(eq. 16.20)

Ao satisfazer o critério de Mohr-Coulomb para os dois pontos notáveis temos por meio das equações (16.17) e (16.20) um sistema de duas equações à duas incógnitas que admitem solução resultando, portanto, que para obtermos os valores de σ_H e σ_h , temos:

$$\sigma_H = 3R^4 p_i + 3R^4 \sigma_c + 2r_b^4 \sigma_c + 3R^4 b^2 p_i + R^2 p_i r_b^2 - R^2 r_b^2 \sigma_c + 2b^2 p_i r_b^4 - 4r_b^4 \sigma_c \cos(2\theta_b) + 6R^4 b p_i + 3R^4 b \sigma_c + 2b p_i r_b^4 - 2b r_b^4 \sigma_c - 4R^2 b p_i r_b^2 - 5R^2 b r_b^2 \sigma_c - 5R^2 b^2 p_i r_b^2 - 4R^2 p_i r_b^2 \cos(2\theta_b) - 4R^2 b p_i r_b^2 \cos(2\theta_b) \div \{6R^4 b + 2b r_b^4 + 6R^4 + 2r_b^4 - 4r_b^4 \cos(2\theta_b) - 8R^2 b r_b^2 + 4b r_b^4 \cos(2\theta_b) - 4R^2 r_b^2 \cos(2\theta_b) - 4R^2 b r_b^2 \cos(2\theta_b)\}$$

(eq. 16.21)

$$\begin{aligned}
\sigma h = & 3R^4 p_i + 3R^4 \sigma_c + 2p_i r_b^4 + 3R^4 b^2 p_i - R^2 p_i r_b^2 + R^2 r_b^2 \sigma_c - \\
& 4r_b^4 \sigma_c \cos(2\theta_b) + 6R^4 b p_i + 3R^4 b \sigma_c + 2b p_i r_b^4 - 4R^2 b p_i r_b^2 - \\
& 3R^2 b r_b^2 \sigma_c - 3R^2 b^2 p_i r_b^2 - 4R^2 p_i r_b^2 \cos(2\theta_b) - 4R^2 b p_i r_b^2 \cos(2\theta_b) + \\
& \{6R^4 b + 2b r_b^4 + 6R^4 + 2r_b^4 - 4r_b^4 \cos(2\theta_b) - 8R^2 b r_b^2 + \\
& 4b r_b^4 \cos(2\theta_b) - 4R^2 r_b^2 \cos(2\theta_b) - 4R^2 b r_b^2 \cos(2\theta_b)\}
\end{aligned}$$

(eq. 16.22)

17. SOLUÇÃO ANALÍTICA DE GUIMARÃES & FIGUEIREDO (2019): EXEMPLO COMENTADO

Com o objetivo de facilitar o entendimento do cálculo analítico proposto, será apresentado um exemplo real da metodologia para se chegar aos valores de σ_H e σ_h podendo estes serem comparados com os resultados dos ensaios de Fraturamento Hidráulico que foram executados neste mesmo furo de sondagem. O exemplo também vai servir para comentar e esclarecer as premissas que devem ser adotadas na metodologia advindas dos trabalhos de Martin (1997) para tornar os resultados viáveis assim como o processo de validação dos *breakouts* que devem ser levar em consideração as observações que Tropia (2013) destacou para este fenômeno quando observou que, em rochas anisotrópicas, deve-se observar, com cuidado, os *breakouts* que estão presentes devido às implicações que a anisotropia das rochas têm para uma correta aplicação dos mesmos.

17.1 Problema comentado

Foi realizada uma campanha de sondagem com a execução de um furo de sondagem denominado de Furo-01A. Este furo é subvertical com diâmetro NQ de 76 mm. Ao se estudar as caixas com os testemunhos foi selecionado um trecho de **338,30 e 341,30 m** que permitiu a instalação do packer duplo para execução de ensaio de Fraturamento Hidráulico, FH. Realizado o ensaio e efetuados os cálculos foram obtidos os valores de **σ_h igual 16,25 MPa e σ_H igual a 30,65 MPa na profundidade de 339,80 m**. Como essa campanha de sondagem previa a utilização de imageamento de alta resolução, o furo em questão foi perfilado com ferramentas ATV e OTV (Figura 9.3) tendo sido indentificado nas paredes desse furo um trecho onde ocorreu o *breakout*. Analisando essa ruptura foi selecionada **uma seção transversal do *breakout* aos 331,885 m de profundidade (z)***.

Com base na análise dessas imagens foi possível, com ajuda do *software WellCAD®*, processar os dados e extrair as seguintes informações:

(i) ϕb (*abertura do breakout*) = 48,858°;

(ii) R (*raio do furo de sondagem*) = 0,038 m ;

(iii) r_b (*raio do breakout*) = 0,044 m.

Além disso, as seguintes informações também puderam ser coletadas:

(iv) $\phi **$ (*ângulo de atrito da rocha*) = 0,000°;

p_i (*pressão interna na parede do furo de sondagem a partir do*
(v) *NA considerado*) = 2,888 MPa;

(vi) $\gamma *$ (*peso específico da rocha*) = 0,028 MN/m³;

$\sigma_c **$ (*resistência à compressão uniaxial da rocha*) =
(vii) 53,994 MPa;

(viii) NA (*nível d'água do furo*) = 38,150 m.

A partir dos dados apresentados acima propôs-se calcular os valores de σ_H e σ_h e obter a direção das tensões a partir do *breakout* identificado aos 331,885 m de profundidade.

(* dados obtidos a partir de cálculo, observação e resultados de laboratório).

(** premissas adotadas de Martin, 1997).

17.1.1 Solução do problema

A primeira abordagem deve ser acerca do *breakout* que foi identificado para validar se é um *breakout stricto sensu* ou se é um *breakout*

indeterminado. Para isso devemos analisar a ruptura em questão com base nas observações de Trópia (2013). O *breakout* em questão, embora esteja presente em uma rocha anisotrópica, quando se estuda a direção do plano da foliação da rocha no trecho onde este ocorreu, observamos que a direção da foliação é subortogonal à direção do *breakout* (Figura 17.1, imagem OTV no topo da imagem) . Portanto, este *breakout* é uma ruptura *strictu sensu*.

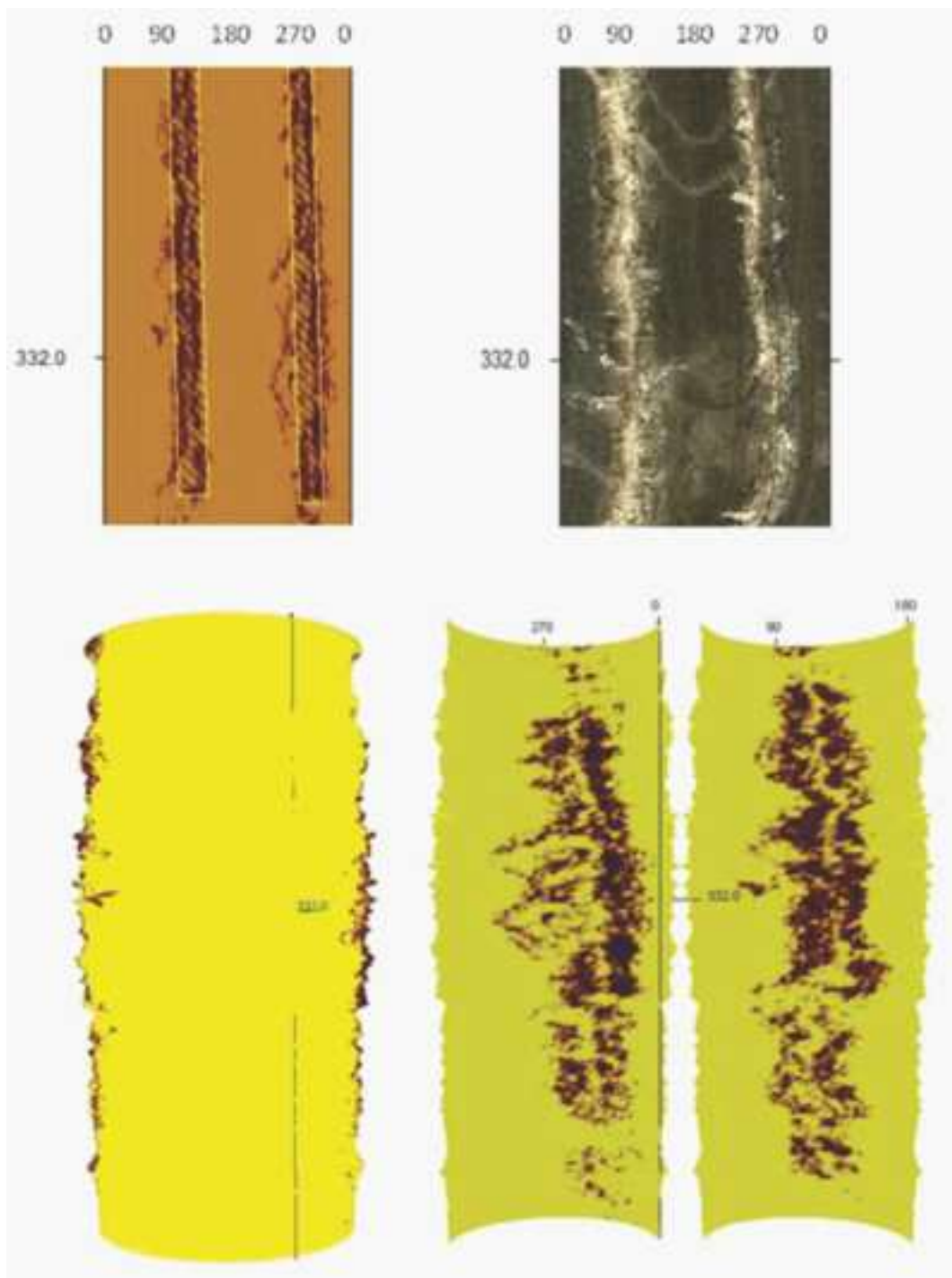


Figura 17.1 Identificação de *breakout* aos 331,885 m com imagens ATV (*acoustical televiewer*) e OTV (*optical televiewer*) na profundidade (z) selecionada. Na parte de baixo da figura temos uma visão 3D do *breakout* selecionado.

Fonte: Guimarães, 2019.

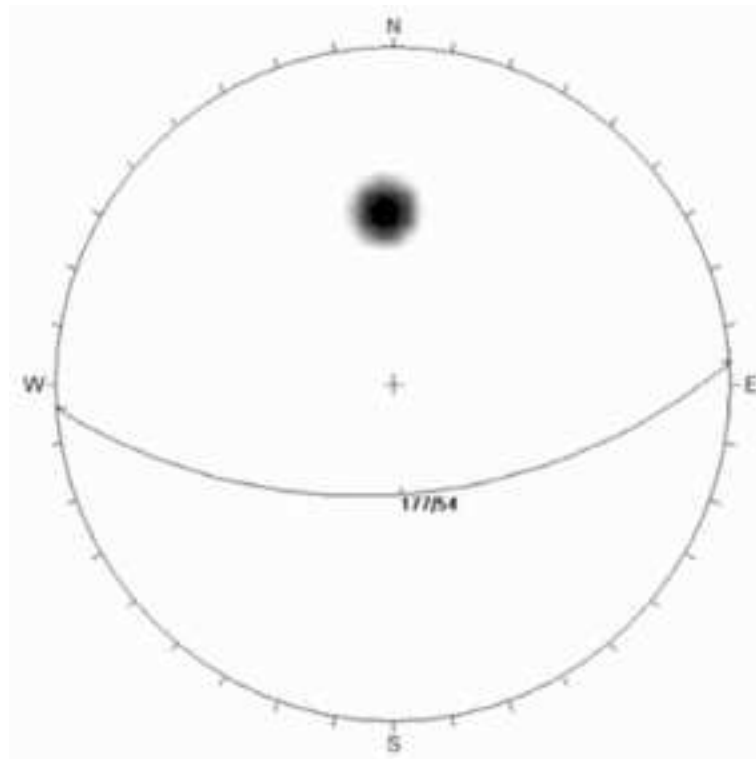


Figura 17.2 Stereonet com a direção (*dip-direction / dip*) do plano da foliação da rocha no furo de sondagem Furo-01A (177°/54°), que é sub-ortogonal à direção do *breakout*.

Comentário:

Considerando que o *breakout* pode também ser classificado como um *breakout* indeterminado (Trópia, 2013), segue abaixo, na Figura 17.3 ,um *breakout* condicionado pela foliação da rocha, iniciando que a direção do *breakout* é coincidente com a direção da foliação.

Podem ser realizados os cálculos e assumidas as direções de σ_H e σ_h apenas para resolver problemas localizados na escavação que está sendo investigada não sendo possível afirmar que os valores e a direções obtidas, neste caso, expressem o campo distante de tensões *in situ*.

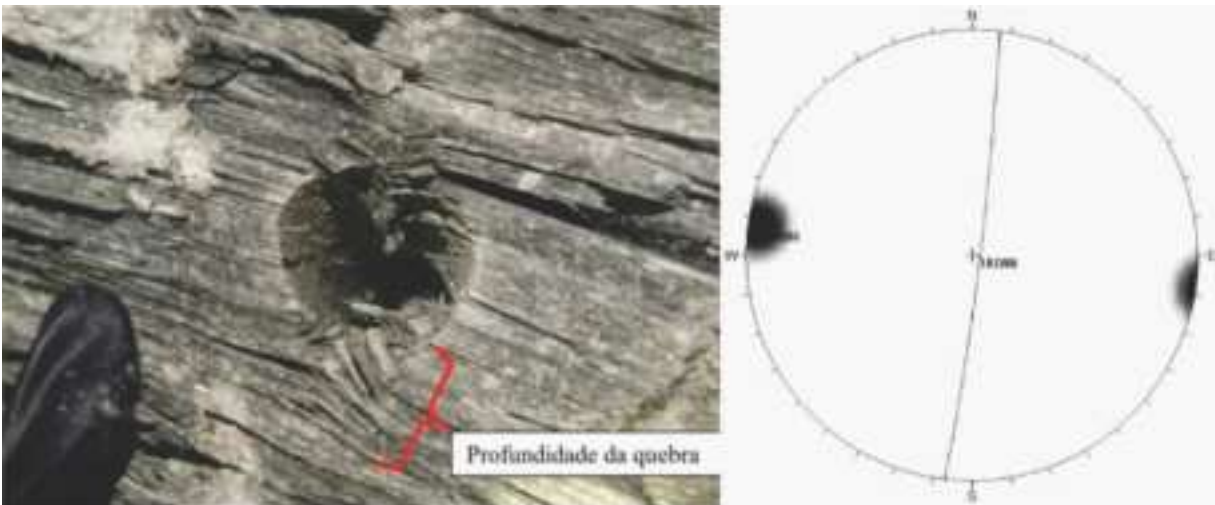


Figura 17.3 Breakout indeterminado. Claramente a ruptura se dá condicionada pela orientação do plano da foliação da rocha, o que não permite utilizar os valores de σ_H e σ_h bem como as direções dessas tensões como válidos para o campo de tensões *in situ* em uma escala maior. Os dados e informações obtidos devem ficar restritos apenas para investigar os problemas localizados nas escavações. O *stereonet* indica a direção (*dip-direction dip*) do plano da foliação.

Fonte: Modificado de Trópia, 2013.

Uma vez que o *breakout* da Figura 17.1 foi avaliado e sabemos com quais finalidades poderemos empregar os resultados, podemos iniciar os cálculos para obtermos os valores de σ_H e σ_h . Com base na tabela abaixo, aplicando-se as equações (16.21) e (16.22) no *software excel* conforme as Figuras 17.4 e 17.5.

VARIÁVEIS	ENTRADA DE DADOS	DESCRIÇÃO
$\Phi_b (^{\circ}) =$	48,858	Abertura do <i>breakout</i>
$R (m) =$	0,038	Raio do furo de sondagem
$r_b (m) =$	0,044	Raio do <i>breakout</i>
$\phi (^{\circ}) =$	0,000	Ângulo de atrito da rocha
$p_i (MPa) =$	2,888	Pressão interna no <i>breakout</i>
$\gamma (MN/m^3) =$	0,028	Peso específico da rocha
$z (m) =$	331,885	Profundidade do <i>breakout</i>
$\sigma_c (MPa) =$	53,994	Resist. à compr. uniaxial

NA (m) =	38,150	Nível d'água
----------	--------	--------------

$$\sin \varphi = 0,00$$

$$\theta_b = 90^\circ - \phi_b = 41,14^\circ$$

$$b = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = 1,00$$

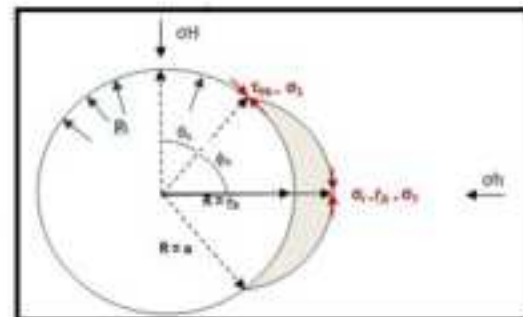
$$\begin{aligned} \sigma H = & 3R^4 p_i + 3R^4 \sigma_c + 2r_b^4 \sigma_c + 3R^4 b^2 p_i + R^2 p_i r_b^2 - R^2 r_b^2 \sigma_c + \\ & 2b^2 p_i r_b^4 - 4r_b^4 \sigma_c \cos(2\theta_b) + 6R^4 b p_i + 3R^4 b \sigma_c + 2b p_i r_b^4 - 2b r_b^4 \sigma_c - \\ & 4R^2 b p_i r_b^2 - 5R^2 b r_b^2 \sigma_c - 5R^2 b^2 p_i r_b^2 - 4R^2 p_i r_b^2 \cos(2\theta_b) - \\ & 4R^2 b p_i r_b^2 \cos(2\theta_b) + \{6R^4 b + 2b r_b^4 + 6R^4 + 2r_b^4 - 4r_b^4 \cos(2\theta_b) - \\ & 8R^2 b r_b^2 + 4b r_b^4 \cos(2\theta_b) - 4R^2 r_b^2 \cos(2\theta_b) - 4R^2 b r_b^2 \cos(2\theta_b)\} \end{aligned}$$

(eq. 16.21)

$$\begin{aligned} \sigma h = & 3R^4 p_i + 3R^4 \sigma_c + 2p_i r_b^4 + 3R^4 b^2 p_i - R^2 p_i r_b^2 + R^2 r_b^2 \sigma_c - \\ & 4r_b^4 \sigma_c \cos(2\theta_b) + 6R^4 b p_i + 3R^4 b \sigma_c + 2b p_i r_b^4 - 4R^2 b p_i r_b^2 - \\ & 3R^2 b r_b^2 \sigma_c - 3R^2 b^2 p_i r_b^2 - 4R^2 p_i r_b^2 \cos(2\theta_b) - 4R^2 b p_i r_b^2 \cos(2\theta_b) + \\ & \{6R^4 b + 2b r_b^4 + 6R^4 + 2r_b^4 - 4r_b^4 \cos(2\theta_b) - 8R^2 b r_b^2 + \\ & 4b r_b^4 \cos(2\theta_b) - 4R^2 r_b^2 \cos(2\theta_b) - 4R^2 b r_b^2 \cos(2\theta_b)\} \end{aligned}$$

(eq. 16.22)

SOLUÇÃO ANALÍTICA BREAKOUT			
DAADOS:	Entrada:		
$\phi_b =$	48,858	graus [°]	semi-abertura breakout
$R = a =$	0,038	m	raio do furo
$r_b =$	0,044	m	raio do breakout
$\varphi =$	0,000	graus [°]	ângulo de atrito
$\Delta P = p_i =$	2,000	MPa	pressão interna
$\gamma =$	0,0280	MN/m ³	peso específico da rocha
$z =$	331,805	m	prof. do breakout
$\sigma_c =$	53,394	MPa	resist. Compressão
NA =	38,15	m	Nível D'Água



$$\sin(\varphi) = 0,00$$

$$\theta_b := 90,deg - \phi_b = 41,14$$

$$b := \frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} = 1,00$$

Figura 17.4 Cálculo para obtenção dos valores de σ_H e σ_h . Entrada de dados.

Fonte: Guimarães, 2019.



Obs.: Meramente Ilustrativa, não conseguimos outra melhor e ela é somente para ilustrar.

Figura 17.5 Resultados calculados de σ_H e σ_h e verificação das demais relações e razões.

Fonte: Guimarães, 2019.

Do cálculo executado obtém-se **σ_H e σ_h** igual a, respectivamente, **35,660 MPa e 19,860 MPa**. Além disso, as direções das tensões de **σ_H (NE/SW)** e de **σ_h (NW/SE)** são fornecidas pelas seções transversais analisadas. Como se trata de um *breakout estricto sensu* os valores e as direções podem ser consideradas para o comportamento do campo de tensões *in situ* da região. Temos que a razão $\frac{K_H}{K_h} \leq 3,00$ se verifica, pois $\frac{K_H}{K_h} = 1,80$.

Em comparação com os resultados que foram apresentados do ensaio de FH que foi executado no furo de sondagem Furo-01 A (**σ_H e σ_h igual a 30,365 MPa e 16,250 MPa**) tem-se valores bastante coerentes dado que os cálculos são sempre estimativos para a obtenção das tensões.

Comentário:

Importante notar que sem a aplicação das premissas de Martin (1997), que consistem em mobilizar o ângulo de atrito considerando-se seu valor igual a zero e reduzir o valor da resistência à compressão uniaxial (σ_c) obtida em laboratório para um terço do valor, não é possível efetuar os cálculos da solução analítica proposta.

Devemos considerar que do mesmo modo que outras metodologias de cálculo apresentam limitações, é preciso destacar os seguintes pontos de atenção para esta solução:

- Assim como acontece para o cálculo de σ_H e σ_h quando se aplica o ensaio de FH, considera-se para a solução analítica apresentada que o furo de sondagem executado seja vertical a subvertical (inclinação máxima 75° com a vertical) e assumindo para os cálculos que a rocha é homogênea, isotrópica e de comportamento elástico;
- O *breakout* precisa acontecer para que seja possível aplicar a solução analítica proposta e deve ser muito bem caracterizado não sendo recomendado aplicar essa solução em trechos que indiquem início de *breakouts* ou que apresentem *breakouts* mau desenvolvidos;
- Existe a questão de escolha do trecho do *breakout* para definir a sua metragem média e a sua abertura (em graus) no processamento da imagem dentro do *software WellCAD®* sendo que essa marcação é manual (Figura 17.1). Está sendo analisada a proposta de estudar as funções cosseno com o objetivo de minimizar ou mesmo eliminar a subjetividade que surge uma vez que, na seleção do trecho, a localização do *breakout* e a sua delimitação ficam a cargo de quem executa o procedimento;
- Havendo forte condicionamento pela anisotropia da rocha, os *breakouts* devem ser classificados como indeterminados e seus valores, assim como as suas direções devem ser considerados somente para a solução de problemas localizados;
- O valor da resistência à compressão uniaxial obtida em laboratório deve advir do mesmo litotipo onde ocorreu o *breakout* e de preferência o mais próximo possível deste;

- Que sejam considerados os efeitos da proximidade da ruptura com a parede do furo de sondagem, pois conforme explicitado nesta publicação existe sempre uma preocupação por parte dos autores de que os resultados sejam calculados o mais afastado das paredes do desconfinamento quanto possível para evitar os efeitos da escavação sobre o campo de tensões. Encorajamos a sempre que se aplicar uma metodologia para a determinação do campo de tensões *in situ* que essa solução seja comparada a outro método como é o recomendado por todos que se dedicam ao assunto.

REFERÊNCIAS

- AMADEI, B., (1996). *Importance of anisotropy when estimating and measuring in situ stresses in rock. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 33(3): 293-325.
- AMADEI, B., Goodman, R. E. (1982). *The influence of rock anisotropy on stress measurements by overcoring techniques. Rock Mechanics*, 15: 167-180.
- AMADEI, B., Savage, W. Z., Swolfs, H. S. (1987). *Gravitational stresses in anisotropic rock masses. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 24: 5-14.
- AMADEI, B., Stephansson, O., (1997). *Rock Stress and its Measurements. Chapman & Hall. London, UK* 287 p.
- AMADEI, B., Swolfs, H. S., Savage, W.Z. (1988). *Gravity induced stresses in stratified rock masses. Rock Mech. Rock Eng.*, 21: 1-20.
- ARMELIN, J. L. (1994). FURNAS Centrais Elétricas S/A. - U.H.E. Serra da Mesa – Determinação de tensões em maciço rochoso. Relatório DCT.T.4.007.94-R0 (não publicado).
- ARMELIN, J. L. (1997). FURNAS Centrais Elétricas S/A - Usina Hidrelétrica Itá. *Determinação de Tensores de Tensões no Túnel Forçado 5. Relatório DCT.T.4.032.97-R0. Relatório para a CBPO – Companhia Brasileira de Projetos e Obras* (não publicado).
- ARMELIN, J. L. (1997). FURNAS Centrais Elétricas S/A. – Usina Hidrelétrica de Paulo Afonso IV - Determinação de tensões nas Estruturas de Concreto da Casa de Força de PA-IV. Relatório DCT.T.4.030.97-R0. Relatório para a Companhia Hidrelétrica do São Francisco (não publicado).
- ARMELIN, J. L., Matos, M M., Caproni Jr., N. (1994). *Análise comparativa de resultados de instrumentação para medição de tensões originais em*

maciços rochosos. 1º Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas. ABMS, Foz do Iguaçu. ABMS/CBMR: 3-9.

ANGELIER, J. & MECHLER, P. 1977. *Sur une méthode graphique de recherche des contraintes principales également utilisable en tectonique et en séismologie: la méthode des dièdres droits. Bull. Soc. Géol. France. V. 7, n. 6, 13p.*

ARTHAUD, F. 1969. *Méthode de détermination graphique des directions de raccourcissement, d'allongement et intermédiaire d'une population de failles. Bull. Soc. Geol. France, v.7, n.11, p. 729-737.*

BARTON, N. (1977) *The shear strength of rock . Rock quality, seismic velocity, attenuation and anisotropy. Taylor & Francis Group. London: 519 e 552.*

BARTON, N. (2007). *Rock quality, seismic velocity, attenuation and anisotropy. Taylor & Francis Group. London: 519 e 552.*

BOCK, H. (1979). *Experimental determination of the residual stress field in a basaltic column. International Congress on Rock Mechanics, 4 - Montreux: ISRM: 45-49.*

BRADY, B. H. G.; Brown, E. T. (1994). *Rock Mechanics for Underground Mining. Chapman & Hall, London, UK, 571 p.*

BROWN, E.T.& HOEK E. 1978. *Trends in the relationships between measured in situ stresses and depth. Int. Jour Rock Mech. Min Sci. & Geomech. Abstr., 15, p.211-216.*

CHARRUA-GRAÇA, J. G. (1983). *Estado de Tensão – Método STT. In: Rodrigues, F. P. (Editor). Desenvolvimentos Recentes no Domínio da Mecânica das Rochas. LNEC, Lisboa: 59-70.*

CHARRUA-GRAÇA, J. G. (1986). *Heterogeneidade e efeito de escala – Reflexos na segurança de obras em maciços rochosos – Relatório 14/86 – NFR - Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa: 1 a 97.*

CHOU, P.C., Pagano, N. J., (1992) – *Elasticity – Tensor, Dyadic, and Engineering Approaches – Dover Publications, Inc., Nova Iorque: 2 a 3.*

- COOLING, C. M., Hudson, J. A., Tunbridge, L.W. (1988). *In situ rock stresses and their measurement in the U.K. – Part II. Site experiments and stress field interpretation. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, v.25, n.6: 371-382.
- CORNET, F. H. (1993). *Stresses in rock and rock masses. In: Hudson, J. A. (Ed.) Comprehensive Rock Engineering, Oxford: Pergamon. v.3: 297-327.*
- CORNET, F. H., Burlet, D. (1992). *Stress field determination in France by hydraulic tests in borehole. J. Geophys Res.* 97: 11829 – 11849.
- CORTHÉSY, R., Gill, D.E. Leite, M.H., Nefzaoui, A. (1993). *Stress measurements and micro-heterogeneity effects. In: Scale effects in rock masses 93 – Proceedings of the Second International Workshop on Scale Effects in Rock Masses - A.A. BALKEMA – Lisboa: 295 a 302.*
- CUISIAT, F.D., Haimson (1993). *The scale dependency of in situ rock stress measurements - In: Scale effects in rock masses 93 - Proceedings of the Second International Workshop on Scale Effects in Rock Masses - A.A. BALKEMA – Lisboa: 15 a 25.*
- CUNHA, A. P. (1993) *Scale effects in rock engineering – An overview of the Loen Workshop and other recent papers concerning scale effects. In: Scale effects in rock masses 93 – Proceedings of the Second International Workshop on Scale Effects in Rock Masses - A.A. BALKEMA – Lisboa: 3 a 14.*
- CUNHA, A. P. (1993) *Scale effects in rock masses – A general report on the papers submitted to the Lisbon Workshop. In: Scale effects in rock masses 93 – Proceedings of the Second International Workshop on Scale Effects in Rock Masses - A.A. BALKEMA – Lisboa: 27 a 35.*
- DETOURNAY, E. AND J. ROEGIERS, *Comment on ‘Well bore breakouts and in situ stress’ by Mark D. Zoback Daniel Moos, Larry Mastin, and Roger N. Anderson, J. Geophysics. Res*, 91, 14161-14162, 1986.
- FERNANDES, A. C. A. Scarpelini, A. F., Serpa, J. R., Coelho, L. F. M., Magalhães, F. S., Armelin, J. L. (1994). *Determinação do estado de tensões “in situ” com o uso do “borehole deformation gage – BDG” In:*

Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas, 1. Foz do Iguaçu: ABMS/CBMR: 43-50.

FERRAZ, J. L., Armelin, J. L. (1981). Sobre a determinação do estado de tensão atuante em maciço sedimentar por meio de macacos planos de pequena área. In: Jornal da ABGE: 6.

FIGUEIREDO, R. P. Comunicação pessoal em maio 2018.

FRANKLIN, J. A., Dusseault, M. B. (1989). *Rock Engineering*. MacGraW-Hill Publishing Company. Montreal: 595.

GUIMARÃES, A.J., Estudo de *breakouts* em maciços rochosos para determinação das Tensões *In Situ*. 87 f. Dissertação (mestrado em Geotecnia) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2019.

GOODMAN, R. E. (1989). *Introduction to Rock Mechanics*. 2nd ed. John Wiley & Sons.

HAIMSON, B. C. (1978). *Hydrofracturing stress measuring method and recent field results*. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 15(4):167-178.

HAIMSON, B. C. (1988). *Hydraulic fracturing stress measurements in drill holes SR-63 and SR-65, Serra da Mesa Hydroelectric Project, GO – Brasil*. Rio de Janeiro, 2v. Report to Furnas Centrais Elétricas S. A. (não publicado).

HAIMSON, B. C. & CORNET. F.H.(2003). *ISRM suggested methods for rock stress estimation. Part 3: hydraulic fracturing (HF) and/or hydraulic testing of pre-existing fractures (HTPF)*. *International Journal Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40:1011-1020.

HARDIN, E. L., Barton, N., Lingle, R., Board, M. P. & Voegelé, m.d. (1981) *A heated flatjack test series to measure the thermomechanical and transport properties of in situ rock masses*. Office of Nuclear Waste Isolation. In: Barton, N. (2007). *Rock quality, seismic velocity, attenuation and anisotropy*. Taylor & Francis Group. London: 519 e 552.

- HASUI, Y., Costa, J., B., S., (1992). Tipologia Estrutural. In: Hasui, Y., Mito, J. A. (Ed). Geologia Estrutural Aplicada. ABGE. 1a parte: 45-96.
- HASUI, Y., Costa, Magalhães, F., S., Mito, J., A., Armelin, J., L., (1992). O regime de tensão atual no maciço rochoso da UHE Serra da mesa, Rio Tocantins. In: Hasui, Y., Mito, J. A. (Ed). Geologia Estrutural Aplicada. ABGE. 1a parte: 261-280.
- HERGET, G. (1986). *Changes of ground stresses with depth in the canadian shield. In: International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurements, 1986. Stockholm: 61-68.*
- HERGET, G. (1988). *Stresses in rock. A.A.Balkema. Rotterdam: 5.*
- HOEK, E. (1998). *Rock tunneling, case histories and the application of modern rock engineering techniques. Course Notes held in São Paulo, Brasil: 313.*
- HOEK, E., Brown, E. T. (1980). *Underground excavation in rock. London: Institution of Mining and Metallurgy: 527.*
- HOEK, E., Kaiser, P. K., Bawden, W. F. (1995). *Support of underground excavation in hard rock. Rotterdam: A. A. Balkema: 215.*
- HUDSON, J. A., Cooling, C. M. (1988). *In situ rock stress and their measurements in U.K. – Part I. The current state of knowledge. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., v.25, n.6: 363-370.*
- HUDSON, J. A., Harrison, J. P. (1997). *Engineering Rock Mechanics: An introduction to the principles. Pergamon Press. London: 444.*
- HYETT, A. J., Dyke, C. G., Hudson, J. A. (1986). *A Critical examination of basic concepts associated with the existance and measurements of the in situ stress. In: International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurements. Stockholm: 387-396.*
- JAEGER, J.C. *Elasticity, Fracture and Flow, 212 pp., Methuen, London, 1961.*
- KIE, T. T. (1986). *Hipotesis on rockburst. In: International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurements, 1986. Stockholm: 515-522.*

- KIRSCH, G., *Die Theorie der Elastizität und die Bedürfnisse der Festigkeitslehre*, VDI Z, 42, 797-807, 1898.
- LANG, P. A., Thompson, P. M., Ng, L. K. W. (1986b). *The effects of residual stress and drill holes size on the in situ stress determined by overcoring. In: International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurements. Stockholm: 687-694.*
- LEEMAN, E. R., Hayes, D. J. (1966). *A technique for determining the complete state of stress in rock using a single borehole. In: First Congress on Rock Mechanics, ISRM, Lisbon, V. II: 17-24.*
- MAFRA, J. M. Q., (2001) – Estudo de Tensões Virgens em Maciços Rochosos – Dissertação apresentada para obtenção do título de Mestre – Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto – Ouro Preto: 3-6.
- MAGALHÃES, F. S. (1999). Tensões Regionais e Locais: casos no território brasileiro e padrão geral. Escola de Engenharia de São Carlos – USP. São Carlos (Tese de Doutorado).
- MAGALHÃES, F. S., Cella, P. R. (1998). Estruturas dos Maciços Rochosos. In: Oliveira, A. M. S., Brito, S. N. A. Geologia de Engenharia, ABGE, São Paulo: 39-55.
- MARKOV, G. A. (1986). *Features of tectonics stresses in rock masses and the rational location of openings. In: International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurements. Stockholm: 133-137.*
- MARTIN, C. D., Christiansson, R. (1991a). *Overcoring in highly stressed granite: comparison of USBM and modified CSIR device. Rock Mech. Rock Eng., 24: 207-235.*
- MARTIN, C.D., *Seventeenth Canadian Geotechnical Colloquium: The effect of cohesion loss and stress path on brittle rock strength. Canadian Geotechnical Journal, 34(5): 698-725. 1997.*
- MARTIN, C.D.; P.K. KAISER AND D.R. McCREATH, *Hoek-Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels. Canadian Geotechnical Journal, 36: 136-151. 1999.*

- MATOS, M. M., Armelin, J. L. (1994). Tensões originais no maciço rochoso de Serra da Mesa. In: Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas, Foz do Iguaçu: ABMS/CBMR: 93-99.
- MENDES, F., M.,(1968) - Mecânica das Rochas – Associação dos Estudantes do Instituto Superior Técnico- Lisboa: 214-216.
- MIOTO, J. A., Coelho, L. F. M. (1998). Estado de tensão em maciços rochosos. In: Oliveira, A. M. S., Brito, S. N. A. - Geologia de Engenharia, ABGE, São Paulo:153-161.
- NUNES, A. L. S. (1998). Técnicas de medidas de tensões em maciços rochosos -GEOSUL'98 –Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul – Porto Alegre:1 a 15.
- PAN, E., Amadei, B. (1993). *Gravitational stresses in long asymmetric ridges and valleys in anisotropic rock. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. v.30, n.7: 1005-1008.*
- PAN, E., Amadei, B., Savage, W. S. (1994). *Gravitational stresses in long symmetric ridges and valleys in anisotropic rock. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. v.31, n.4: 293-312.*
- PAN, E., Amadei, B., Savage, W. S. (1995). *Gravitational and tectonic stresses in anisotropic rock with irregular topography. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech Abstr, v.32, n.3: 201-214.*
- PINE, R. J. & KWAKWA (1989). *Experience with hidrofracture stress measurements to depths of 2.6 km and implications for measurements to 6 km in the Carmmenellis granite. Int. Jour. Rock Mech. Min. Sci & Geomech. Abstr., v 26, p. 565-571.*
- PINTO, J., L. (1989) – Estado de Tensão em Maciços Rochosos – Laboratório Nacional de Engenharia Civil – Relatório 14/90 - NFR– Lisboa: 1-31.
- PINTO, J., L. (1990) – Novo tipo de aparelhagem para a execução de ensaios com o defórmetro tridimensional (STT) – Laboratório Nacional de Engenharia Civil – Relatório 108/90 - NFR – Lisboa: 1-13.

- RUMMEL, F., E. R. F. (1986). *Stresses and tectonics of the upper continental crust – a review. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ROCK STRESS AND ROCK STRESS MEASUREMENTS, 1986, Stockholm. Proceedings...Stockholm*
- SAVAGE, W. Z., Swolfs, H. S. (1986). *Tectonics and gravitational stress in long ridges and valleys. J. Geophys. Res., v.91, n.b3: 3677-3685.*
- SAVAGE, W. Z., Swolfs, H. S., Powers, P. S. (1985). *Gravitational stresses in long symmetric ridges and valleys. Int. J. Rock Min. Sci. & Geomech. Abstr., 22: 291-302.*
- SHEOREY, R. (1994). *A theory for in situ stress in isotropic and transversely isotropic rock. Int. J. Rock Mech. Min Sci. & Geomech. Abstr. v.31, n.1, p. 23-34. Stockholm. p. 657-678.*
- SUGAWARA, K., OBARA, Y. (1993). *Measuring Rock Stress: Case examples of Rock Engineering in Japan. In: Hudson, J. A. (Ed.) Comprehensive Rock Engineering. Oxford: Pergamon Press. V.3, Chap. 21: 533-552.*
- SWOLFS, H. S., Savage, W. Z. (1986). *Topographic modification of in situ stress in extensional and compressional tectonic environments. In: International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurements, 1986. Stockholm: 89-98.*
- STEPHANSSON, O. (1993) *Rock stress in the Fennoscandian Shield. In: HUDSON, J.A. (Ed) Comprehensive rock engineering. Oxford: Pergamon Press. V3, Chap 17, p. 445-459.*
- TERZAGHI, K.; RICHART, R.E. (1952). *Stresses in rock about cavities. Geotechnique, v.3, p. 57-90.*
- TRÓPIA, I.R., *Análise das Tensões In Situ em Ambiente de Lavra Subterrânea – Mina Cuiabá – Sabará – MG. 135f. Dissertação (mestrado em Geotecnia) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2013*
- VAN BEMMELEN, R. W. (1972). *Geodynamic models - An evaluation and synthesis. Elsevier Publishing Company. Amsterdam: 1-51.*

- WOROTNICKI, G. (1993). CSIRO *Triaxial Stress Measurements Cell*. In: Hudson, J. A. (Ed.) *Comprehensive Rock Engineering*, Oxford: Pergamon. v.3: 329-394.
- ZHENG, Z.; KEMENY, J. AND COOK, N.G.W. *Analysis of borehole breakouts. Journal of Geophysical Research*, 94(B6): 7171 – 7182, 1989
- ZOBACK, M.D.; D. MOOS; L. MASTIN AND R.N. ANDERSON, *Well bore breakouts and in situ stress, J. Geophysics. Res.*, 90, 5523-5530, 1985.
- ZOBACK, M. L. (1992). *First and second order patterns of stress in the lithosphere: World Stress Map Project. J. Geophys Res.*, v.97, B8: 11703-11728.