

UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM GEOTECNIA
NUGEO/UFOP

CRISTINA RODRIGUES SILVA

ANÁLISES COMPUTACIONAIS DOS COMPORTAMENTOS DO
REVESTIMENTO EM CONCRETO PROJETADO NA MINA CUIABÁ –
SABARÁ/MG

Ouro Preto

2019

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

**ANÁLISES COMPUTACIONAIS DOS
COMPORTAMENTOS DO REVESTIMENTO EM
CONCRETO PROJETADO NA MINA CUIABÁ –
SABARÁ/MG**



NUGEO

AUTORA: CRISTINA RODRIGUES SILVA

ORIENTADOR: PROF. DR. RODRIGO PELUCI DE FIGUEIREDO (UFOP)

ESCOLA DE MINAS / UFOP

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM GEOTECNIA DA UFOP

OURO PRETO – JUNHO DE 2019

S586a Silva, Cristina Rodrigues.
Análises computacionais dos comportamentos do revestimento em concreto projetado na mina Cuiabá - Sabará/MG [manuscrito] / Cristina Rodrigues Silva. - 2019.
152f.: il.: color; graf.; tabs.

Orientador: Prof. Dr. Rodrigo Peluci Figueiredo.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Núcleo de Geotecnia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Geotécnica.
Área de Concentração: Geotecnia.

1. Escavação subterrânea. 2. Maciços rochosos. 3. Concreto projetado. 4. Método confinamento-convergência. 5. Modelagem computacional. I. Figueiredo, Rodrigo Peluci. II. Universidade Federal de Ouro Preto. III. Título.

CDU: 624.13

Catálogo: www.sisbin.ufop.br

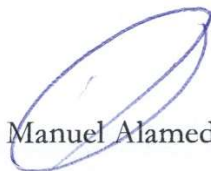
Análises computacionais dos comportamentos do revestimento em concreto projetado na mina Cuiabá - Sabará/MG

Dissertação apresentada ao Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica do Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de **Mestre em Engenharia Geotécnica**, área de concentração *Geotecnia de Barragens*.

Esta dissertação foi apresentada em sessão pública e aprovada em 11 de junho de 2019, pela Banca Examinadora composta pelos membros:



Prof. Dr. Rodrigo Peluci de Figueiredo (UFOP) – Orientador



Prof. Dr. Pedro Manuel Alameda Hernández (UFOP) – Membro Titular



Prof. Dr. Cláudio Lúcio Lopes Pinto (UFMG) – Membro Titular

“The idea that humans are yet intelligent enough to serve as stewards of the Earth is among the most hubristic ever.”

James E. Lovelock.

DEDICATÓRIA

Dedico esta dissertação a todos que me apoiaram e incentivaram nesta etapa de vida. Em especial, ao Bruno, e minha família, pelo carinho e compreensão.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a todos que fazem parte das instituições de ensino, que acreditam e trabalham em prol de um ensino de qualidade e acreditam na transformação através do conhecimento.

A empresa Anglo Gold Ashanti, pela oportunidade e disponibilidade dos dados utilizados nesse trabalho. A toda a equipe do departamento de Mecânica das Rocha, que trabalha dia após dia, em busca de novos conhecimentos e técnicas, com foco na valorização da vida e otimização da qualidade do trabalho e operação.

Ao professor doutor Rodrigo Peluci de Figueiredo, que me mostrou que o conhecimento é uma busca obtida através de diferentes caminhos.

A Martins Campelo e ao Sr. José Antônio Martins Campelo, pelos anos de dedicação em busca de tecnologias para desenvolvimento científico no nosso país.

Em especial ao professor Romero César Gomes, pela dedicação a carreira acadêmica ao longo dos anos; que a cada dia nos faz acreditar que a mudança está em cada um de nós, e o estudo sempre será o meio para transformação do saber.

RESUMO

Esta dissertação, apresenta um estudo realizado na mina Cuiabá, propriedade da empresa AngloGold Ashanti, localizada na cidade de Sabará. Com o aumento crescente da profundidade da extração mineral, a elevação das tensões é considerada relevante. Dessa forma é necessário utilizar elementos de contenção que auxiliem na estabilidade do maciço.

Foram realizadas análises do comportamento do revestimento em concreto projetado em modelos bidimensionais em elementos finitos utilizando o programa Phase2. A dissertação apresenta revisão bibliográfica, abordando temas relacionados com o modo de atuação e dimensionamento do revestimento em concreto projetado para escavações subterrâneas. Foram realizadas coleta e compilação de dados da caracterização geológica-geotécnica da área de estudo, bem como, da classificação geomecânica e propriedades que definem o maciço rochoso e o concreto projetado, com base em dados já disponíveis na mina Cuiabá.

Os resultados obtidos utilizando modelos computacionais foram apresentadas para as diferentes espessuras e traços de concreto projetado modelados; avaliando a evolução da zona plástica no entorno da escavação. Com tais definições objetiva-se auxiliar a equipe de mineração na tomada de decisões em relação ao uso do concreto projetado como estrutura de suporte, visando otimizar os as soluções de projeto atendendo os requisitos de segurança.

Palavras-chave: escavação subterrânea, maciços rochosos, concreto projetado, método confinamento-convergência, modelagem computacional.

ABSTRACT

This thesis presents a study carried out at the Cuiabá mine, owned by AngloGold Ashanti, located in the city of Sabará. With the increasing depth of the mineral extraction, the elevation of stress is considered relevant. In this way it is necessary to use confining elements that aid in the stability of the rock mass. Analyzes of the behavior of the mining of concrete designed in two-dimensional finite element models using the Phase2 software were performed. The dissertation presents a literature review, addressing topics related operating and dimensioning of the concrete mining for underground excavations. Data were collected and compiled from the geological-geotechnical characterization of the study area, as well as geomechanical classification and properties that define the rock mass and the shotcrete, based on data already available at the Cuiabá mine. Through the computational analyzes, the results obtained for the different thicknesses and traces of modeled concrete were presented; evaluating the evolution of the plastic zone around the excavation. These definitions objective to assist the mining team in making decisions regarding the use of concrete designed as a support structure, to optimize design solutions meeting security requirements.

Keywords: underground excavation, rocky masses, projected concrete, confinement-convergence method, computational modeling.

LISTA DE FIGURAS

<p>Figura 2.1 – (a) Ciclo hipotético de um túnel sendo desenvolvido em 5 estágios no qual cambotas metálicas são instaladas após a atividade de limpeza da frente detonada. (b) Curva de interação maciço rochoso suporte (modificado de Brady e Brown, 2004).</p> <p>Figura 2.2 – Ilustração da influência da rigidez e tempo de instalação dos reforços e suportes para sua performance (modificado de Brady e Brown, 2004).....</p> <p>Figura 2.3 – Curvas típicas de reação para algum tipo de suporte (modificado de Brady e Brown, 2004).....</p> <p>Figura 2.4 - Classe de maciços rochosos e categorias de suporte baseadas no índice Q (modificada de Grimstad e Barton, 1993).....</p> <p>Figura 2.5 - Curva característica de reação do maciço e curva característica do suporte (modificado de Gomes, 2006).....</p> <p>Figura 2.6 - a), b) e c) – Carregamento do suporte na seção A-A' devido ao avanço progressivo da face do túnel, (modificado de Carranza-Torres e Fairhurst, 2000).....</p> <p>Figura 2.7 - Representação esquemática dos elementos do método de convergência-confinamento – Perfil de Deformação Longitudinal (LDP), Curva de Reação do Maciço (GRC) e Curva Característica do Suporte (SCC), (modificado de CARRANZA-TORRES E FAIRHURST, 2000).</p> <p>Figura 2.8 - Esquema de cálculo da estrutura de suporte pelo método de reação hiperestática. Onde q_v e q_h são as cargas ativas aplicadas ao suporte, K_n é a rigidez das molas de interação, R é o raio do túnel e EJ e EA os esforços de flexão e rigidez normal no suporte (modificado de ORESTE, 2007).....</p> <p>Figura 2.9 – Esquema do comportamento de elemento finito barra, com referências às coordenadas cartesianas locais (eixos x e y). O nó inicial h, nó final j, deslocamento axial u, deslocamento transversal v, rotação ϕ (modificado de ORESTE, 2007).</p> <p>Figura 2.10 – Detalhe da interação maciço rochoso e suporte considerando os nós do suporte conectados por molas Winkler (modificada de ORESTE, 2007).....</p> <p>Figura 2.11 – Relação não linear entre a pressão de reação do maciço rochoso e o deslocamento do suporte. O valor da rigidez inicial do maciço rochoso é igual η_0, a pressão máxima p_{lim} é alcançada para valores muito altos de δ. E α é igual a $\arctan(\eta_0)$, (modificado de ORESTE, 2007).</p> <p>Figura 2.12 – À esquerda, o gráfico de Barton <i>et al.</i> (1974) para avaliar as cargas verticais na estrutura de suporte, quando o índice Q e o parâmetro J_r são conhecidos. À direita, o nomograma de Goel <i>et al.</i> (1995) para estimar as cargas verticais quando o túnel com sobrecarga H e o raio a e índice N do maciço rochoso são conhecidos.</p> <p>Figura 2.13 – Quatro geometrias de suporte consideradas no código de cálculo FEMSUP. Os parâmetros geométricos necessários para uma definição unívoca da geometria das estruturas de suporte, onde R_{ia} é o raio do arco invertido; R_c é o raio do teto; L_p é o comprimento da parede lateral (modificado de ORESTE, 2007).</p> <p>Figura 2.14 – Convenção de sinais adotada no modelo numérico (modificada de ORESTE, 2007).</p>	<p>6</p> <p>8</p> <p>10</p> <p>15</p> <p>18</p> <p>20</p> <p>21</p> <p>23</p> <p>24</p> <p>27</p> <p>27</p> <p>29</p> <p>31</p> <p>31</p>
---	---

Figura 2.15 – Pontos críticos na estrutura de suporte em que os valores do momento de flexão e a força normal foram identificados para cada um dos casos examinados nas análises paramétricas (modificado de ORESTE, 2007).	33
Figura 2.16 – Representação do ponto de equilíbrio da interação suporte maciço-rochoso, (modificado de BARLA, 2001).	35
Figura 2.17 – Comportamento tensão-deformação do concreto projetado submetido a ensaios de compressão uniaxiais e triaxiais em diferentes idades (modificado, AYDAN <i>et al.</i> , 1992)....	39
Figura 2.18 - Comparação entre o crescimento da resistência à compressão e do módulo de elasticidade do concreto projetado (modificada de CHANG, 1994).	42
Figura 2.19 – Interação entre o concreto projetado e a frente de escavação (modificado de CHANG, 1994).	44
Figura 2.20 – Comportamento elástico linear e não linear (GOMES, 2006).	46
Figura 2.21 – Comportamento viscoso de um material, considerando carregamento constante (Gomes, 2006).	46
Figura 2.22 – Modelo de Boltzman associação em série do modelo elástico com o modelo visco-elástico de Kelvin.	48
Figura 2.23 – Representação esquemática das seções: anel de concreto ou concreto projetado, (modificado de BRADY e BROWN, 2004).	53
Figura 2.24 – a) Perfil de deslocamento radiais de um túnel sem suporte nas proximidades da face de escavação; b) Perfil de deformação derivado de modelos elásticos (PANET, 1995) linha tracejada; dados medidos em um túnel (CHERN <i>et al.</i> , 1998), (modificado de CARRANZA-TORRES E FAIRHURST, 2000).....	54
Figura 2.25 – Campo de tensão hidrostático, com seção circular de raio R.	55
Figura 2.26 – a) Valores medidos de tensões verticais σ_z em função da profundidade z em diferentes regiões do mundo; b) Valores correspondentes da razão entre as tensões horizontais e verticais K (adaptado de HOEK e BROWN, 1980).....	56
Figura 2.27 – a) Abertura circular em um material de Mohr-Coulomb sujeito a uma pressão interna uniforme e um campo de tensões não uniforme. b) Valores limites das razões entre tensões verticais e horizontais (Klim) em função da razão (σ_o/σ_{ci}) e do ângulo de atrito (φ). Para ($K < K_{lim}$) o problema é estaticamente determinado e os valores médios da extensão de ruptura e convergência das paredes são comparáveis aos obtidos em carregamento uniforme (σ_o e $K = 1$) (modificado de DETOURNAY e FAIRHURST, 1987).	58
Figura 2.28 – a) Diagramas indicando a extensão das regiões de potencial plastificação computadas a partir de análises elásticas de uma abertura circular sujeita a carregamento não hidrostático; os desenhos são válidos para razões $m_b \cdot \sigma_{ci}/\sigma_o = 4,8$ e $s/mb2m = 4 \times 10^{-4}$ (CARRANZA-TORRES e FAIRHURST, 2000).	60
Figura 2.29 – Convenção de sinais adotada (modificado de GOMES, 2006).	62
Figura 2.30 – Representação gráfica da equação (2.44), (modificado de GOMES, 2006).	65
Figura 3.2 – Seção esquemática longitudinal da mina Cuiabá, (ANGLOGOLD ASHANTI, atualizada em outubro de 2015).....	69
Figura 3.3 – Divisão dos corpos mineralizados da mina Cuiabá no seu nível 3 (modificado de RIBEIRO-RODRIGUES <i>et al.</i> , 2007).	70
Figura 3.4 – Formação estatigráfica simplificada da mina Cuiabá (modificado de TRÓPIA, 2013).	71

Figura 3.5 – Perfil simplificado ao longo da direção do eixo x do cone da dobra tabular Cuiabá (116º), (RIBEIRO-RODRIGUES, 1998).....	73
Figura 3.6 – Classificação pelo índice de resistência geológica (GSI) para o maciço da mina Cuiabá (extraído de BARBOSA, 2008).	74
Figura 3.7 – Alteração na orientação das tensões in situ devido ao diferente valor do módulo de Young entre materiais (extraída de TRÓPIA, 2013).	76
Figura 3.8 – Variação de KHa com a profundidade (modificado de BRADY e BROW, 2004).	78
Figura 3.9 – a) Ilustração esquemática dos critérios para locação dos furos para os ensaios de determinação de tensão usando células STT-Furnas (BRANDANI <i>et al.</i> , 2016); b) Ilustração do efeito de zona de influências provocadas por escavações com diferentes diâmetros (BRADY e BROW, 2004).	79
Figura 4.1 – Mapa de situação da galeria 17-FG-1º, pontos de mapeamento e seções da modelagem computacional, (modificado de PADULA, 2016).....	83
Figura 4.2 – (a) Primeira fase – modelo de elementos finitos, aspecto geral da malha e das condições de contorno; (b) Seção de escavação área equivalente igual a 27,0m ² , perímetro de 19,64m; área do elemento de contorno 1600m ²	86
Figura 4.3 – Segunda fase, aspecto geral da tensão atuante: (a) estágio 1, tensão atuante igual à tensão <i>in situ</i> ; (b) estágio 10, tensão nula.	87
Figura 4.4 – Segunda fase, litologia X2CL; (a) Deslocamento máximo na face para teto 2,54cm, para a parede de 2,20cm e para o piso de 3,18cm; (b) Raio da zona plástica aproximado de 8,0m para teto e piso e 5,8m para as paredes.....	88
Figura 4.5 – Segunda fase, litologia BIF; (a) Deslocamento máximo na face para teto 0,002cm, para a parede de 0,006cm e para o piso de 0,004cm; (b) Raio da zona plástica aproximado de 4,5m para teto e piso.	89
Figura 4.6 – Fator de redução de pressão versus deformação (a) para litologia X2CL; (b) para litologia BIF.....	90
Figura 4.7 – Perfil de deslocamento longitudinal (a) para litologia X2CL; (b) para litologia BIF. 92	92
Figura 4.8 – Resultado da análise da alternativa 6 X2CL – (a) FSs superpostos às zonas plastificadas (representadas por o e x, respectivamente, para plastificação por tração e compressão/cisalhamento), à condição do concreto projetado (representado por o quando plastificado/trincado) e o esforço normal máximo 15,6MN e mínimo 6,87MN na face da escavação; (b) envoltória de resistência para FS = 1 e FS = 1,4 dos esforços no concreto.	95
Figura 4.9 – Resultado da análise da alternativa 11 BIF - (a) FSs superpostos às zonas plastificadas (representadas por o e x, respectivamente, para plastificação por tração e compressão/cisalhamento), à condição do concreto projetado (representado por o quando plastificado/trincado), e o esforço normal máximo 8,05MN e mínimo 0,27MN na face da escavação;(b) envoltória de resistência para FS = 1 e FS = 1,4 dos esforços no concreto.	96

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Classe de maciços rochosos pelo valor de Q (adaptado	14
Tabela 2.2 - Valores da relação de suporte de escavação (adaptado de Barton et. al., 1974)..	15
Tabela 3.1 – Classificação pelo índice de resistência geológica (GSI) para o maciço da mina Cuiabá (extraído de BARBOSA, 2008).	74
Tabela 3.2 – Parâmetros geomecânicos para os litotipos da mina Cuiabá. (Adaptada de TRÓPIA, 2013).	75
Tabela 3.3 – Resultados médios dos ensaios realizados nos níveis 12 e 14 (Adaptada de COETZER E SELLER, 2004).	77
Tabela 3.4 – Tensões e direções principais <i>in situ</i> no nível 11, pelos modelos de cálculo padrão e alternativo (Adaptada de BRANDANI <i>et al.</i> , 2016).	80
Tabela 4.1 – Dados de entrada no programa Phase2 para o campo de tensão (modificado de FREIRE, 2016)	83
Tabela 4.2 – Dados de entrada no programa Phase2 para as propriedades do maciço rochoso (modificado de FREIRE, 2016).	84
Tabela 4.3 – Dados compilados dos resultados do mapeamento geomecânico realizado na galeria 17-FG-1º, considerando o grau de faturamento promovido por tensão na mina Cuiabá (modificado de PADULA, 2016).	84
Tabela 4.4 – Resumo dos resultados obtidos para as soluções modeladas para o projeto de suporte nos diferentes cenários geotécnicos.	97
Tabela I.1: Sistema de classificação RMR (adaptado de Bieniawski, 1989).	II
Tabela I.2: Correlações e guias auxiliares para o sistema de classificação RMR (adaptado de Bieniawski, 1989).	III
Tabela II.1: Qualificação do parâmetro J_n (adaptado de Barton et al., 1974).	V
Tabela II.2: Qualificação do parâmetro J_r (adaptado de Barton et al., 1974).	VI
Tabela II.3: Qualificação do parâmetro J_a (adaptado de Barton et al., 1974).	VII
Tabela II.4: Qualificação do parâmetro J_w (adaptado de Barton et al., 1974).	VIII
Tabela II.5: Qualificação do parâmetro SRF (adaptado de Barton et al., 1974).	IX
Tabela II.6: Qualificação do parâmetro SRF para rochas competentes e com problemas de tensões (adaptado de Barton et al., 1974).	X

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIACÕES

A	Área da seção transversal
AFTES	Associação Francesa de Túneis e do Espaço Subterrâneo
A_s	Área da seção transversal do suporte por unidade de comprimento longitudinal do túnel
BIF	Formação Ferrífera Bandada
CEB	Comitê Europeu do Concreto
De	Dimensão equivalente de escavação
E	Módulo de elasticidade do material
E, ν	Módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson do maciço
E_s, ν_s	Módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson do suporte
ESR	<i>Excavation support ratio</i>
FLAC	Fast Lagrangian Analysis of Continua
GRC	Curva de reação do maciço
GSI	<i>Geological Strength Index</i>
HRM	Método de Reação Hiperestática
I_s	Momento de inércia da área acima referida em relação a seu eixo central principal de inércia
J	Módulo de inércia
K	Coefficiente de empuxo lateral do maciço
LDP	Perfil de Deformação Longitudinal
L_i	Distância entre o nó e o ponto de análise
M	Momento de flexão
MANX	Metandesito na zona de alteração distal da clorita
N	Força normal
NATM	Novo Método de Túnel Austríaco
OBV	Sociedade Austríaca do Concreto
P	Pressão radial
P	Pressão atuante
Q	<i>Rock Tunneling Quality Index</i>
R	Raio da escavação

RMR	<i>Rock Mass Rating</i>
RQD	<i>Rock Quality Designation</i>
SCC	Curva de Reação do Suporte
SRF	Fator de Redução das Tensões
STT	<i>Stress Tensor Tube</i>
T	Força de cisalhamento
TBMs	<i>Tunnel Boring Machines</i>
U	Deslocamentos radiais
X2CL	Clorita-xisto
XG	Metapelitos carbonosos

Sumário

1	CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO	1
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2	OBJETIVO.....	2
1.3	METODOLOGIA DE TRABALHO.....	2
1.4	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	3
2	CAPÍTULO 2 – CONTEXTO BIBLIOGRÁFICO.....	4
2.1	ESTRUTURAS DE SUPORTE E REFORÇO.....	4
2.1.1	Princípios do suporte e reforço.....	5
2.2	CLASSIFICAÇÃO DOS MÉTODOS DE CÁLCULO.....	11
2.2.1	Métodos empíricos	11
2.2.2	Métodos semiempíricos.....	16
2.2.3	Método de interação maciço revestimento	17
2.3	O CONCRETO PROJETADO.....	34
2.3.1	Características mecânica e físico-químicas do concreto projetado.....	36
2.3.2	Comportamento do concreto projetado dependente do tempo	43
2.4	MODELOS CONSTITUTIVOS.....	45
2.5	O COMPORTAMENTO DO MACIÇO.....	49
2.5.1	Mudança no estado de tensão.....	49
2.5.2	Solução analítica dos métodos de interação maciço revestimento	50
3	CAPÍTULO – A MINA CUIABÁ.....	68
3.1	ASPECTOS OPERACIONAIS	69
3.2	CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA	70
3.2.1	Litoestratigrafia	71
3.2.2	Geologia estrutural	72
3.3	CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA.....	74
3.3.1	Ensaio de rocha intacta	75
3.3.2	Ensaio de tensão <i>in situ</i>	76
4	CAPÍTULO 4 – MODELAGEM COMPUTACIONAL	81
4.1	O PROGRAMA PHASE2	81
4.2	ANÁLISES COMPUTACIONAIS.....	82
4.2.1	Dados de entrada no programa Phase2.....	82

4.2.2	Análise das soluções de suporte em concreto projetado	93
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA OUTROS ESTUDOS	100
	REFERÊNCIAS.....	102
	ANEXOS	I
	Anexo I – Sistema de classificação RMR (adaptado de BIENIAWSKI, 1989)	II
	Anexo II – Sistema Q	V
	Anexo III – VLACHOPOULOS e DIEDERICHS.....	XI
	Anexo IV - Resultados das Análises.....	XII

1 CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

No Brasil, a mineração representa um dos principais setores da economia no país. Ela contribui de forma decisiva para a melhoria da qualidade de vida da sociedade e para o desenvolvimento de novas tecnologias, sendo fundamental o comprometimento das empresas mineradoras com questões éticas, de valor à vida e de desenvolvimento sustentável.

O ouro é um dos minerais de grande valor econômico extraídos no Brasil desde os tempos coloniais. As principais regiões de produção mineral estão localizadas nos estados de Minas Gerais, Goiás, Mato Grosso e São Paulo.

Estudos de viabilidade mostram que a mina Cuiabá tem potencial de exploração para os próximos 30 anos. Com isso, a empresa AngloGold Ashanti busca cada vez mais estudos e tecnologias para garantir a segurança na mina e o aumento da extração mineral.

A mina Cuiabá iniciou a utilização do concreto projetado como elemento de contenção no ano de 2007 com a compra do primeiro robô de projeção. Porém, somente a partir do ano de 2012 que a prática ganhou foco na mina Cuiabá, sendo executado o volume de 4,2m³/dia de concreto projetado. A partir de então, a empresa vem investindo em equipamentos e técnicas para o aumento crescente da utilização do concreto projetado como estrutura de suporte. No ano de 2014, foi implantada na mina Cuiabá a usina misturadora fabricada pela empresa CSM com capacidade nominal de produção de 10m³/hora. No ano de 2017, a meta em volume de concreto projetado foi de 43,8m³/dia de concreto projetado.

1.2 OBJETIVO

O objetivo do trabalho é avaliar o comportamento dos revestimentos em concreto projetado nas galerias na mina Cuiabá.

Para os objetivos específicos pretendem-se:

- Definir a espessura mais adequada a ser projetada.
- Definir distância da projeção até a frente de escavação.
- Definir o traço para o concreto projetado e os parâmetros mais relevantes que interferem nas características mecânicas.
- Definir o fator de segurança para as várias condições de instalação e avaliar a necessidade de utilização de algum tipo de reforço associado ao concreto projetado.

Com tais definições, objetiva-se auxiliar a equipe de mineração na tomada de decisões em relação ao uso do concreto projetado como estrutura de suporte, cumprindo com os requisitos de segurança e otimização dos custos.

1.3 METODOLOGIA DE TRABALHO

A metodologia conta, inicialmente, com uma revisão bibliográfica, abordando temas relacionados com o modo de atuação e o dimensionamento do revestimento em concreto projetado para escavações subterrâneas.

Em seguida, foram realizada a coleta e a compilação de dados da caracterização geológico-geotécnica da área de estudo, bem como da classificação geomecânica e de propriedades que definem o maciço rochoso e o concreto projetado, com base em dados já disponíveis na mina Cuiabá.

Foram então, realizadas análises computacionais paramétricas, visando reproduzir problemas reais de aplicação do concreto projetado na mina, em distintas condições geotécnicas. Para a elaboração das análises computacionais paramétricas, foi utilizado o programa comercial Phase2 (pacote da Rocscience), de elementos finitos, utilizando modelos bidimensionais.

Foram avaliados a influência dos parâmetros do concreto projetado no dimensionamento da estrutura de suporte e o dimensionamento do sistema de suporte em concreto projetado

para as galerias da mina Cuiabá, em conjunto com a definição da curva característica do suporte com o seu fator de segurança.

1.4 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação foi estruturada em cinco Capítulos e quatro Anexos. No Capítulo 1 apresentam-se uma introdução sobre o tema, o objetivo e a metodologia adotada no trabalho. O Capítulo 2 contém o contexto bibliográfico, descreve a estrutura de suporte e reforço e os princípios de atuação do sistema de suporte e reforço. Apresenta a classificação dos métodos de cálculo para dimensionamento do sistema de suporte, em especial o concreto projetado. Descreve modelos reológicos possíveis, para avaliar o comportamento do maciço e do concreto projetado.

O Capítulo 3 apresenta os dados compilados de caracterização geológica e os resultados obtidos por diversos autores em diferentes estudos realizados na Mina Cuiabá. No Capítulo 4, apresenta-se o modelo computacional adotado utilizando o programa *Phase 2, Rocscience* e os resultados das análises computacionais realizadas.

Por fim o Capítulo 5 trata das conclusões do estudo e sugestões para pesquisas futuras. Nos Anexos são apresentados os métodos de classificação geomecânica *RMR* e Sistema *Q*, o método *Vlachopoulos e Diederichs* e demais resultados das análises.

2 CAPÍTULO 2 – CONTEXTO BIBLIOGRÁFICO

Ainda hoje um dos grandes desafios em obras geotécnicas é garantir a estabilidade de escavações subterrâneas, pois os maciços rochosos em sua maioria são anisotrópicos, descontínuos e heterogêneos e não elásticos sendo regidos por um comportamento mecânico intrínseco ora pelas propriedades de sua composição mineralógica ora pelas propriedades das descontinuidades.

Um dos objetivos de uma análise geotécnica de uma escavação subterrânea é definir um melhor sistema de suporte/reforço para estabilizar as perturbações provocadas pela escavação no interior do maciço rochoso. Dessa forma, é necessário o conhecimento do comportamento do maciço rochoso assim como os carregamentos atuantes.

Existem diversos métodos construtivos de escavação subterrânea; no entanto, podemos reuni-los em dois grupos distintos: as escavações mecanizadas e as escavações sequenciais. O método de escavação mecanizada conta com o uso de tuneladoras TBMs (*Tunnel Boring Machines*), *rasi bore machines* etc., nas quais a frente da escavação é pressurizada. Esse método não será abordado neste trabalho.

O método de escavação sequencial é aquele em que a escavação da frente de trabalho está submetida à pressão atmosférica, sendo o sistema de suporte/reforço instalado em alguns casos somente após a escavação e com atraso em relação à frente de escavação. Dentre os métodos de escavação sequencial, o mais utilizado é o Novo Método de Túnel Austríaco (NATM).

2.1 ESTRUTURAS DE SUPORTE E REFORÇO

Definido por Windsor e Thompson (1993), suporte é a aplicação de uma força reativa à superfície de uma escavação e inclui técnicas e dispositivos, como concreto projetado, cambotas metálicas, podendo ser temporário ou permanente. Reforço é um meio de conservar ou melhorar as propriedades globais do maciço rochoso por meio de técnicas como cabos de ancoragem e chumbadores.

O suporte temporário é utilizado para garantir as condições de trabalho seguro no interior da mina. Caso a escavação tenha que se manter aberta por período prolongado, deverá ser

instalado suporte permanente. Para instalar o suporte permanente, pode ser retirado de forma total ou parcial o suporte temporário. Essa prática é pouco vantajosa, pois não é possível aproveitar o princípio da interação entre o maciço rochoso e o suporte.

A prática mais atual descreve o suporte ou reforço como primário ou secundário, sendo o primário aplicado imediatamente após a abertura da escavação, promovendo a segurança para condições de trabalho durante as escavações subseqüentes, possibilitando a mobilização e a conservação da face da abertura de escavação, controlando os deslocamentos. O suporte primário pode ser parcial ou total ao suporte ou reforço requerido. Qualquer suporte ou reforço adicional aplicado posteriormente é chamado de secundário.

Os suportes e reforços são classificados como ativos e passivos. Os ativos impõem um carregamento predeterminado na superfície do maciço rochoso no ato da instalação. São usualmente instalados quando é necessário suportar as cargas gravitacionais impostas por blocos individuais ou por uma zona de rochas soltas. Os suportes ou reforços passivos não são instalados com carregamento aplicado, desenvolvendo o seu carregamento à medida que o maciço rochoso se deforma.

2.1.1 Princípios do suporte e reforço

A discussão vinda na seqüência é uma transcrição livre do Brady e Brown (2004). Considerando a abertura de um túnel pelo método com utilização de perfuração e desmonte, assumem que o estado de tensão inicial é hidrostático com valor igual a p_0 , após instalação do suporte e novo avanço frente até que se complete a escavação de forma cíclica. A seqüência de escavação com observação na seção X-X é apresentada em cinco passos (Figura 2.1).

No primeiro passo, a posição da seção de observação X-X está localizada no maciço rochoso distante da região escavada, assumindo que a pressão interna (p_i) está em equilíbrio com a tensão inicial igual a p_0 .

No segundo passo, a face da escavação avança em relação à seção de observação X-X e a pressão p_i proporcionada pelo maciço rochoso, no entorno da escavação, foi reduzida a zero. No entanto, a deformação da seção aparentemente sem suporte é limitada pela proximidade da face e da região com suporte em estrutura metálica. A Figura 2.1 mostra

o desenvolvimento com a distância da face do deslocamento radial na periferia de um túnel em um material elástico sujeito a um campo de tensão in situ hidrostático. Nesse caso, a zona de influência da face pode ser definida como sendo 2,25 raios a distância da face; ali o deslocamento radial é diferente aproximadamente 5% da convergência final em deformação plana.

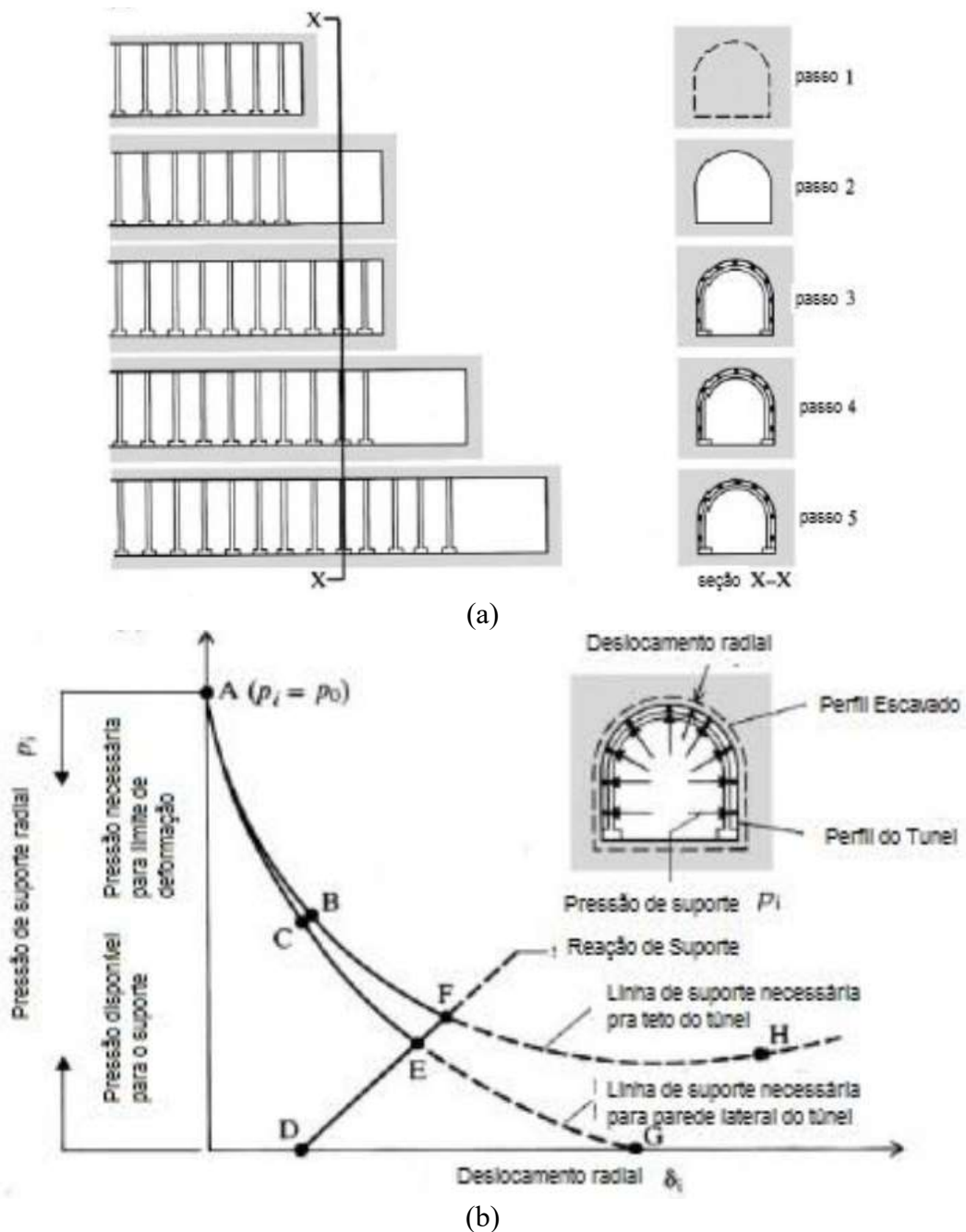


Figura 2.1 – (a) Ciclo hipotético de um túnel sendo desenvolvido em 5 estágios no qual cambotas metálicas são instaladas após a atividade de limpeza da frente detonada. (b) Curva de interação maciço rochoso suporte (modificado de Brady e Brown, 2004).

O gráfico da Figura 2.1 mostra a curva da pressão radial no suporte (p_i) requerida a um ponto do deslocamento limite radial (δ_i), sendo seu valor lido na ordenada. Se a restrição proporcionada pela face no passo 2 não estivesse disponível, as pressões de suporte internas dadas pelas ordenadas dos pontos B e C seriam necessárias para limitar os deslocamentos aos seus valores reais. Diferentes curvas são mostradas para paredes laterais e teto. É necessária uma pressão de suporte adicional para limitar o deslocamento do teto devido a um valor de carga extra imposta pela ação da gravidade.

No passo 3, os suportes em estrutura metálica foram instalados. Nesta fase, os conjuntos não estão carregados, porque nenhuma deformação da rocha ocorreu desde a sua instalação. Pressupondo que o maciço não apresente um comportamento mecânico dependente do tempo. No gráfico da Figura 2.1, os deslocamentos radiais da parede e do teto são ainda dados pelos pontos B e C .

No passo 4, a escavação avança cerca de um diâmetro e meio além da seção de observação $X-X$ no ciclo da escavação. A restrição oferecida pela proximidade da face é agora desprezível e há um deslocamento radial adicional na borda de escavação na seção $X-X$, como indicado pelas curvas CEG e BFH na Figura 2.1. Isso induz a carga no suporte em estrutura metálica assumindo que o comportamento é linear radial para a tensão-deslocamento. Assim, o suporte carregado é representado pela linha DEF , conhecida como reação do suporte ou linha de suporte disponível. A curva que representa o maciço rochoso é conhecida como curva característica ou linha de suporte requerida. O ponto de equilíbrio entre o maciço rochoso e o suporte instalado é representado pelo ponto E para a parede lateral e pelo ponto F para o teto. É importante observar que a maior parte da tensão redistribuída resultante da escavação é suportada pelo maciço rochoso e não pelo suporte metálico instalado.

Se os suportes metálicos não tivessem sido instalados após os dois últimos passos, os deslocamentos radiais na seção $X-X$ teriam aumentado ao longo das curvas tracejadas EG e FH . No caso das paredes laterais, o equilíbrio seria atingido no ponto G . No entanto, a pressão de suporte necessária para limitar o deslocamento no teto pode cair a um valor mínimo e depois aumentar novamente, à medida que o maciço rochoso se deforma e tende a se manter. Neste exemplo, o teto poderia sofrer um colapso, caso o suporte metálico não tivesse sido instalado.

Fica claro que o controle de deformação do maciço rochoso tem um papel relevante em relação à estrutura de suporte e reforço. Como ilustrado na Figura 2.1, deve ser permitido o deslocamento do maciço rochoso para ativação da autossustentação do maciço rochoso, restringindo o carregamento suportado pela estrutura de suporte. No entanto, o deslocamento excessivo do maciço rochoso pode levar a um relaxamento com redução da sua capacidade de autossustentação, o que não deve ser permitido.

A rigidez e o tempo de instalação do suporte têm influência sobre o controle do deslocamento do maciço rochoso. A Figura 2.2 mostra um diagrama de interação do maciço rochoso suporte para um problema semelhante ao descrito na Figura 2.1. A curva característica ou linha de suporte requerida é representada pela curva formada pelos pontos *ABCDE*. O intervalo *OF* representa o tempo que o suporte levou para ser instalado.

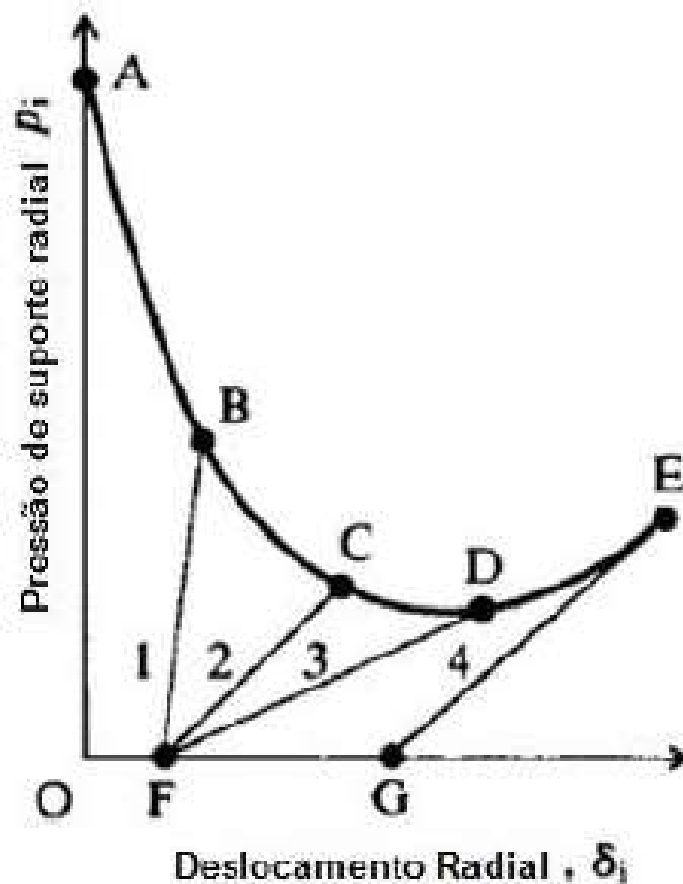


Figura 2.2 – Ilustração da influência da rigidez e tempo de instalação dos reforços e suportes para sua performance (modificado de Brady e Brown, 2004).

O suporte 1 instalado no instante F atinge o equilíbrio com a curva característica do maciço rochoso no ponto B . Esse suporte é extremamente rígido, absorvendo uma carga excessiva. Como consequência, este suporte pode falhar e levar o maciço rochoso a uma ruptura catastrófica.

O suporte 2, com uma menor rigidez, é instalado no ponto F e atinge equilíbrio no ponto C . Desde que os deslocamentos correspondentes na periferia da escavação sejam aceitáveis operacionalmente, este sistema proporciona uma boa solução. O maciço rochoso é responsável por absorver a maior parte da carga distribuída, e o elemento de suporte não é forçado excessivamente.

O suporte 3, com uma rigidez muito menor que a do suporte 2, também foi instalado no ponto F , mas atinge o equilíbrio com o maciço rochoso no ponto D , onde o maciço rochoso já apresenta desprendimento de blocos. Embora esta solução possa ser utilizada como solução temporária, a situação é muito perigosa, porque qualquer acréscimo de tensão sofrido no maciço rochoso associado ao processo de escavação seria distribuído no suporte. Dessa forma, o suporte 3 é considerado muito flexível para esta aplicação.

O suporte 4 tem a mesma rigidez do suporte 2; no entanto, é instalado após ocorrer o deslocamento da massa rochosa OG . Nesse caso, o suporte é instalado muito tarde; ocorre a convergência excessiva do maciço rochoso, e o suporte ficará sobrecarregado antes do equilíbrio ser atingido.

Na Figura 2.1, é assumida rigidez constante para o suporte ou reforço. Na prática, as rigidezes dos elementos de suporte são não lineares. A Figura 2.3 mostra a curva de alguns elementos de estabilização; muitas vezes o comportamento inicial é não linear devido ao contato fraco ou incompleto entre o maciço rochoso e o sistema de suporte.

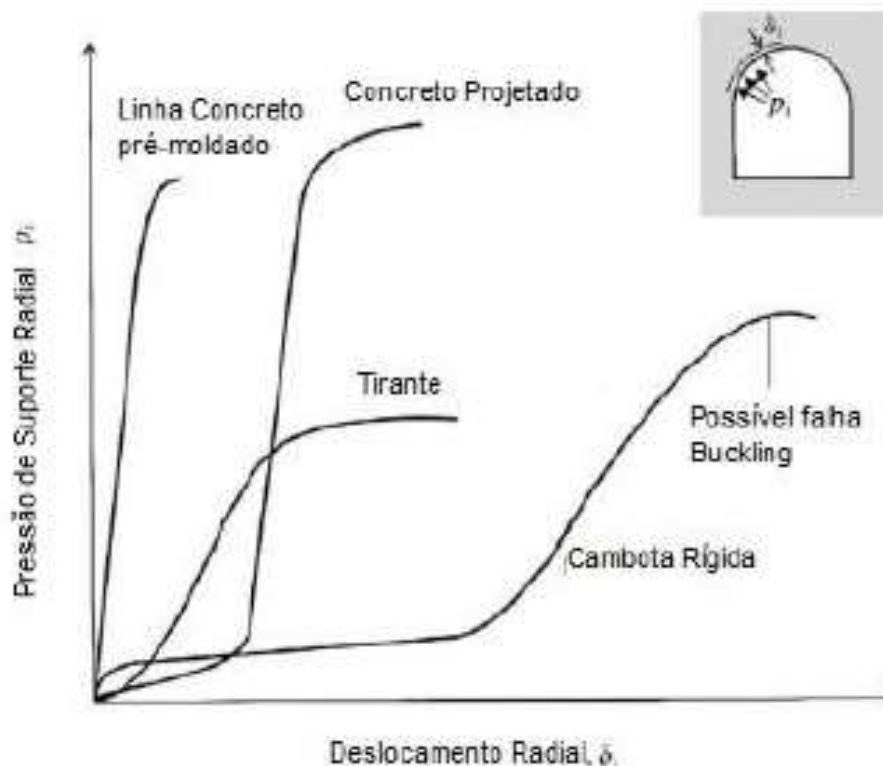


Figura 2.3 – Curvas típicas de reação para algum tipo de suporte (modificado de Brady e Brown, 2004).

Brady e Brown (2004), a partir dessas observações, propõem um conjunto de princípios para orientar práticas de suporte e reforço:

- a) Instalar o suporte e o reforço perto da face logo após a escavação.
- b) Deve haver um bom contato entre o maciço rochoso e o suporte e reforço.
- c) A deformabilidade do sistema de suporte e de reforço deve ser tal que possa conformar-se e acomodar os deslocamentos da superfície de escavação.
- d) Idealmente, o sistema de suporte e reforço deve ajudar a evitar a deterioração das propriedades mecânicas do maciço rochoso no passar do tempo, devido a intempéries, repetidos carregamentos ou desgaste.
- e) A remoção e a substituição repetida de elementos de suporte e reforço devem ser evitadas.
- f) O suporte e reforço deve ser prontamente adaptável às mudanças das condições do maciço rochoso e da seção transversal da escavação.

- g) O suporte e reforço deve proporcionar uma obstrução mínima à escavação e à área de trabalho.
- h) O maciço rochoso no entorno da escavação deve ser perturbado o mínimo possível durante o processo de escavação, de modo a conservar a sua resistência inerente.
- i) Para acesso a outras escavações sob condições de alta tensão, o desempenho do suporte e reforço deve ser melhorado, para manter a condição de estabilidade da escavação.

2.2 CLASSIFICAÇÃO DOS MÉTODOS DE CÁLCULO

Para dimensionamento de suportes, a Associação Francesa de Túneis e do Espaço Subterrâneo (AFTES, 2000) classifica os métodos em empíricos, semiempíricos, de interação maciço revestimento e de reação hiperestática.

2.2.1 Métodos empíricos

Os métodos empíricos, também chamados de métodos qualitativos, têm fundamentos em descrições qualitativas do maciço rochoso e das condições de escavação do túnel. Trata-se de uma abordagem empírica, baseada em experiências acumuladas onde não é considerada a interação maciço revestimento. Os métodos mais comumente utilizados são o *Rock Mass Rating* (RMR), desenvolvido por Bieniawski (1972; 1973; 1989), e o método do coeficiente Q, desenvolvido por Barton (1974). O Novo Método Austríaco de Construção de Túneis (*New Austrian Tunneling Method* – NATM) também propõe o dimensionamento empírico. Os usos dos métodos de dimensionamento empíricos são geralmente recomendados para projeto em fase de estudos de viabilidade limitados a categorias particulares de terrenos (AFTES, 2000).

- **Rock Mass Rating (RMR)**

O sistema RMR, desenvolvido por Bieniawski a versão definida em 1989, utiliza parâmetros para a caracterização e a classificação do maciço rochoso. Esse sistema vem sofrendo modificações e ajustes ao longo dos anos de utilização em função do maior número de dados coletados nos diversos tipos de escavação avaliadas. Os seis principais parâmetros para a caracterização e classificação do maciço rochoso são:

- Resistência à compressão uniaxial da rocha.
- Índice RQD (*Rock Quality Designation*).

- Espaçamento das descontinuidades.
- Qualidade das descontinuidades.
- Presença de água subterrânea.
- Orientação das descontinuidades em relação à direção do eixo da escavação.

Embora os maciços rochosos sejam em sua maioria de natureza descontínua, para a aplicação do método de classificação RMR, é necessário que o maciço seja dividido em domínios com características geológicas e estruturais semelhantes. O sistema RMR atribui notas aos parâmetros listados acima, assim como a correção e guias auxiliares, com base nas tabelas apresentadas no Anexo I. O RMR é determinado somando-se os valores dos primeiros cinco parâmetros listados. O ajuste do RMR é dado em função da posição espacial da descontinuidade principal em relação a orientação da escavação.

Em maciços rochosos formados por rochas incompetentes ou muito intemperizadas a utilização do sistema RMR não é recomendada, podendo apresentar inconsistência nos resultados em função do número de parâmetros avaliados (PADULA, 2016).

- **Coefficiente Q (*Tunnelling Quality Index*)**

Proposto por Barton *et al.* (1974), o sistema Q de classificação de rochas foi baseado em 200 estudos de caso, sugerindo maior confiabilidade da metodologia. O sistema considera a relação entre o RQD, o número de famílias de descontinuidades, a resistência e a alteração das descontinuidades, bem como as condições de tensão *in situ* e a presença de água. O valor Q é definido pela equação:

$$Q = \left(\frac{RQD}{J_n}\right) \cdot \left(\frac{J_r}{J_a}\right) \cdot \left(\frac{J_w}{SRF}\right) \quad (2.1)$$

Onde: *RQD* é *rock quality designation*; J_n é índice relacionado ao número de famílias de descontinuidades; J_r é o índice relacionado à rugosidade da descontinuidade mais crítica; J_a é o índice relacionado à alteração da descontinuidade mais crítica, J_w é o fator de redução de tensão pela presença de água na descontinuidade; *SRF* é o fator de redução das tensões.

Para definição de cada um desses parâmetros, relacionados acima, deve ser consultado o Anexo II.

As três parcelas da Equação 2.1 representam:

- Dimensões dos blocos (RQD/J_n): expressa o tamanho dos blocos formados pela junção dos planos de fraqueza.
- Resistência ao cisalhamento (J_r/J_a): expressa a resistência ao cisalhamento entre os blocos, é estimada para a descontinuidade mais desfavorável à estabilidade da escavação.
- Condição das tensões ativas (J_w/SRF): expressa a condição de tensões depois de realizada a escavação.

O índice de qualidade da rocha modificada (Q') não considera a parcela de condições ativas. Segundo Goel *et al.* (1996) o SRF foi concebido para a construção de túneis, sendo assim, não deveria ser aplicado a qualquer escavação subterrânea. Hoek (1998), os parâmetros J_w e SRF , dependem da resistência ao cisalhamento função direta da tensão normal, deste modo a condição das tensões ativas J_w/SRF é considerado um fator empírico.

Os valores de Q , na formulação de Barton *et. al.* (1974) variam de 0,001 a 1000, sendo que, a cada intervalo de valores, o valor Q associa-se a um comportamento mecânico do maciço rochoso definido por classes de comportamento, Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Classe de maciços rochosos pelo valor de Q (adaptado de BARTON et. al., 1974).

Qualidade geomecânica do maciço	Q
Péssimo (excepcionalmente ruim)	< 0,01
Extremamente ruim	0,01 – 0,1
Muito ruim	0,1 – 1,0
Ruim	1,0 – 4,0
Regular	4,0 – 10,0
Bom	10,0 – 40,0
Muito Bom	40,0 – 100,0
Ótimo (extremamente bom)	100,00 – 400,0
Excelente (excepcionalmente bom)	> 400,0

Barton et. al. (1974) defini o parâmetro De (dimensão equivalente de escavação) com a finalidade de relacionar o índice Q à estabilidade da escavação subterrânea:

$$De = \frac{L}{ESR} \quad (2.2)$$

Onde L é a dimensão característica: vão, diâmetro ou altura da escavação. ESR (*Excavation support ratio*) procura estabelecer a relação entre o propósito da escavação e a sua utilização responsável. Barton et.al. (1974) definem este parâmetro por uma relação entre o tipo da escavação e a finalidade da escavação, relacionada ao uso por pessoas, Tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Valores da relação de suporte de escavação (adaptado de Barton et. al., 1974).

Natureza da escavação	ESR
Galerias provisórias de mina	3,0 – 5,0
Galerias permanente de minas, túneis e galerias de adução (exceto condutos forçados sob elevadas pressões), túneis piloto, câmaras e galerias para escavações de grande porte	1,6
Escavações para estocagem, estação de tratamento de água, túneis rodoviários e ferroviários (obras correntes), túneis de acesso	1,3
Escavação para casas de força, túneis rodoviários e ferroviários (obras especiais), obras de defesa, emboque e interseções de túneis	1,0
Escavação para centrais nucleares, túneis metroviários, instalações para desenvolvimento de atividade humana	0,8

Definidos os valores de Q e De, é possível estimar as condições de estabilidade de uma escavação e, quando necessário, definir o tipo de suporte a ser utilizado para garantir a estabilidade da escavação (Figura 2.4).

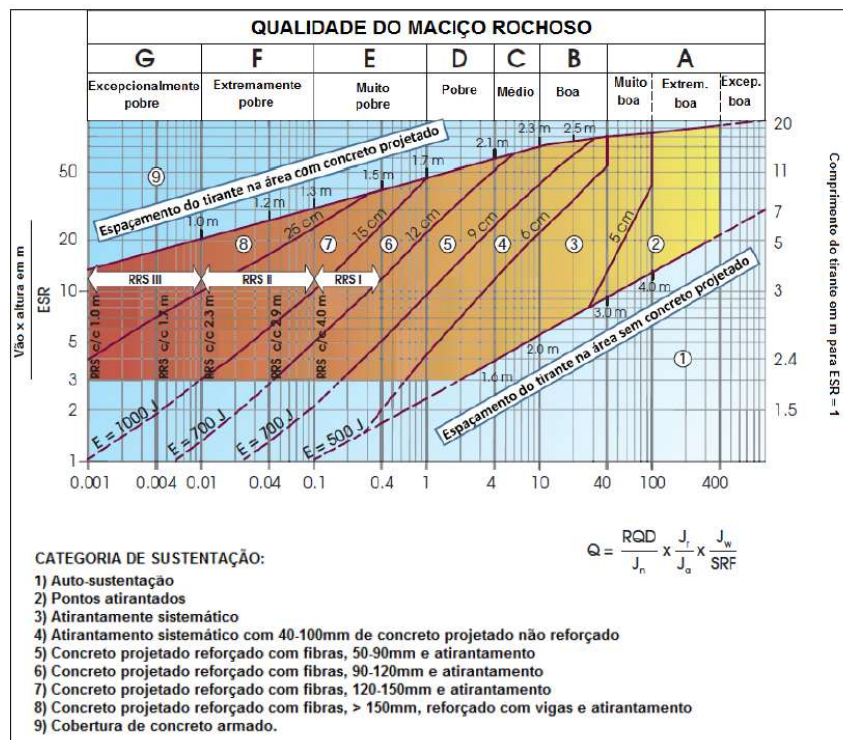


Figura 2.4 - Classe de maciços rochosos e categorias de suporte baseadas no índice Q (modificada de Grimstad e Barton, 1993).

2.2.2 Métodos semiempíricos

Os métodos semiempíricos são considerados como um conjunto de abordagens de cálculo que são fundamentadas pela identificação do mecanismo de ruptura do maciço ou do revestimento. São realizados cálculos para mensurar o carregamento aplicado na estrutura de suporte, para posterior escolha do tipo de suporte e avaliação da sua estabilidade. A interação entre o maciço e o suporte em muitos casos não é considerada. O método NATM proposto por Rabcewicz em 1964 teve um papel muito relevante em relação à utilização do concreto projetado. Nos métodos semiempíricos, o concreto projetado é dimensionado como estrutura de suporte, em elemento de casca (AFTES, 2000).

- **Novo método austríaco de construção de túneis (NATM)**

O uso do concreto projetado como estrutura de suporte viabilizou-se após o desenvolvimento do Novo Método Austríaco de Construção de Túneis (NATM), proposto entre as décadas de 1950 e 1960. Rabcewicz sugere que logo após a escavação do túnel seja instalada a estrutura de suporte em concreto projetado e, quando necessária, a complementação por tirantes e cambotas.

O método considera que a estrutura de suporte e reforço, executada logo após a escavação, evita que ocorra deslocamento excessivo do maciço no entorno da escavação. Esses deslocamentos ocorridos seriam capazes de mobilizar a resistência ao cisalhamento do maciço rochoso formando uma região autoportante no entorno da escavação. Para isso, o método recomenda que seja implantado um sistema de instrumentação para avaliar o desempenho do método construtivo. Dessa forma, o NATM procura otimizar a utilização de reforços avaliando as deformações que ocorrem, acreditando que o maciço não se instabilize sem aviso prévio.

No método NATM, a camada de concreto pode ser calculada utilizando-se a teoria das cascas. As cascas são consideradas elementos estruturais, não planos, que, submetidos a carregamentos, reagem por meio de esforços predominantes de tração e compressão. Quando a espessura da casca é suficientemente pequena se comparada com as outras dimensões, a rigidez ao momento fletor também será pequena. Nesse caso, ao invés da casca, utiliza-se a teoria das membranas, que considera que os esforços solicitantes serão absorvidos apenas pelos esforços normais de tração e compressão.

Segundo Lunardi (2008), o método NATM é uma filosofia de projeto, e sua construção baseia-se em observações. Seu ponto de partida é a classificação do maciço rochoso, baseado em uma descrição qualitativa das condições presentes após a abertura subterrânea. O sistema geomecânico, os parâmetros do projeto, o sistema de escavação e o tipo de seção do túnel são associados a cada tipo de rocha numa base empírica, e as dimensões finais são definidas durante a construção com base em medições de convergência da cavidade.

O principal mérito do NATM foi explicar a importância de utilizar reforços ativos de estabilização para fazer com que o maciço rochoso contribua para a sua própria estabilidade, adaptando as propriedades de deformação dos revestimentos à deformabilidade do maciço rochoso. Após várias críticas e acidentes relacionados ao NATM, outros métodos simplificados foram propostos para verificação da interação maciço-revestimento.

2.2.3 Método de interação maciço revestimento

O método de interação maciço revestimento considera o terreno circundante ao túnel como um meio contínuo. O meio contínuo, por sua vez, pode ser representado por meio de modelos computacionais de tensão deformação como elementos finitos, diferenças finitas ou resoluções analíticas para casos mais simples. Devido à complexidade, à sofisticação do método e à dificuldade em definir diversos parâmetros, é recomendado que sejam elaborados modelos analíticos simplificados que possam representar de maneira aproximada o comportamento estrutural do revestimento e do maciço rochoso (AFTES, 2000).

- **O método convergência-confinamento**

As curvas de reação do maciço são elaboradas utilizando-se o método de convergência-confinamento e utilizadas como ferramentas para auxiliar na elaboração de projetos de escavação e contenção de túneis. O método da convergência-confinamento, também conhecido como método de interação maciço-suporte ou método das curvas características, analisa a interação entre o maciço rochoso e o suporte utilizando a hipótese de simetria axial, para avaliar o comportamento próximo à face de escavação.

Vários autores propuseram análises e recomendações para a formulação do método convergência-confinamento: Fenner (1938); Pacher (1964); Lombardi (1973); Panet e Guellec (1974); Hoek e Brown (1980); Brown *et al.* (1983); Bouvard-Lecoanet *et al.* (1988); Panet (1995); Oreste e Peila (1997); Carranza-Torres e Fairhurst (2000) e Panet (2001). O método foi desenvolvido considerando como simplificação a escavação subterrânea com seção circular, em um campo de tensão inicial hidrostático e maciço isoprópico.

O método de convergência-confinamento avalia a interação entre o maciço e o suporte, e descreve o comportamento do maciço após a abertura da escavação subterrânea, tanto para a face escavada quanto para a parte de trás (atrás da face). O método relaciona a curva característica de reação do maciço com a curva característica do suporte. As curvas características dependem da relação entre a pressão radial (P) nas paredes da escavação e dos deslocamentos radiais (u), (Figura 2.5).

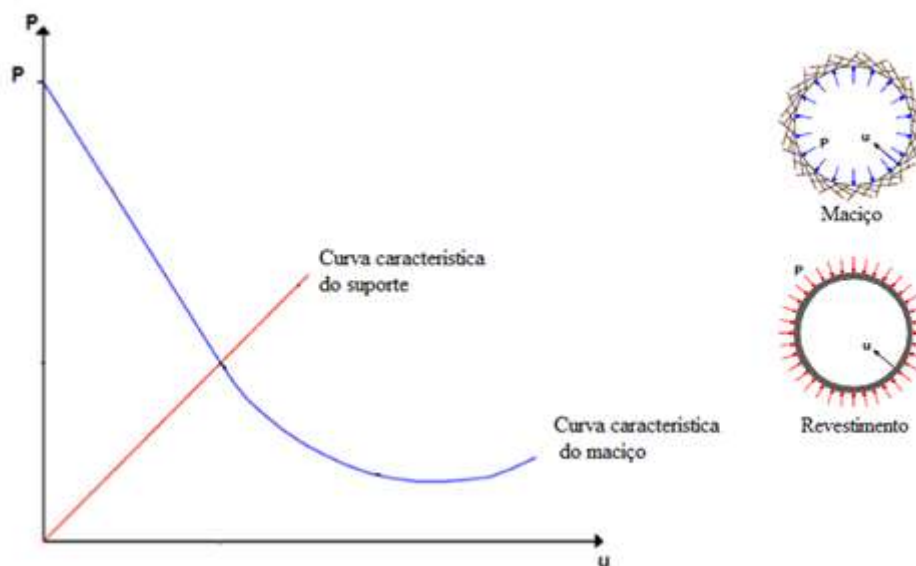


Figura 2.5 - Curva característica de reação do maciço e curva característica do suporte (modificado de Gomes, 2006).

Admitindo que o estado de tensão esteja relacionado às deformações sofridas, o método confinamento convergência considera uma pressão interna radial atuante nas paredes da escavação. Esta pressão atuante nas paredes da escavação sofre redução à medida que a face da escavação avança, provocando deslocamentos radiais no interior da escavação. Assim, a escavação provoca uma redução no estado de tensão inicial com o

desenvolvimento de deslocamentos radiais, representado pela curva de reação do maciço. A tensão atuante nas paredes do maciço no momento de instalação do suporte pode ser expressa por, P :

$$P = (1 - \lambda)P_i \quad (2.3)$$

Onde P é a tensão no maciço rochoso; P_i é a tensão inicial atuante no maciço; λ é o parâmetro que simula a redução da tensão inicial e varia de 0 a 1, em termos de perda de confinamento do maciço.

A curva característica do suporte relaciona a tensão solicitante do maciço escavado com os deslocamentos correspondentes nas paredes da escavação. É comum que a instalação do suporte aconteça com um certo atraso em relação à frente da escavação. A interseção entre as curvas características do maciço e do suporte permite determinar o valor da tensão de interação, onde a eficiência do suporte é avaliada a partir da comparação dessa tensão de interação com a tensão admissível do suporte.

Segundo Carranza-Torres e Fairhurst (2000), o método da convergência-confinamento analisa a transferência do carregamento do maciço rochoso para o suporte instalado em uma seção localizada a uma distância (L) da face (seção A-A'), a partir do momento de instalação do suporte até que a influência da face de escavação esteja distante o suficiente para que a mesma não tenha mais influência sobre a transferência de carregamento para o suporte (Figura 2.6). O método considera a seção do túnel como sendo circular de raio R , e maciço rochoso submetido a um carregamento de tensão hidrostática. É assumida a hipótese de que toda deformação ocorra em um plano perpendicular ao eixo do túnel.

Conforme podemos ver na Figura 2.6c, o sistema atinge o equilíbrio, e o suporte será responsável por receber o carregamento final (p_s^D); portanto, no instante t_D , a influência da face terá desaparecido e a convergência terá atingido o seu valor final (u_r^D). Dessa forma, a determinação do carregamento transferido ao suporte está diretamente relacionada com o avanço de escavação do túnel, com a geometria da seção de escavação perpendicular ao túnel e de suas características e do comportamento do suporte instalado.

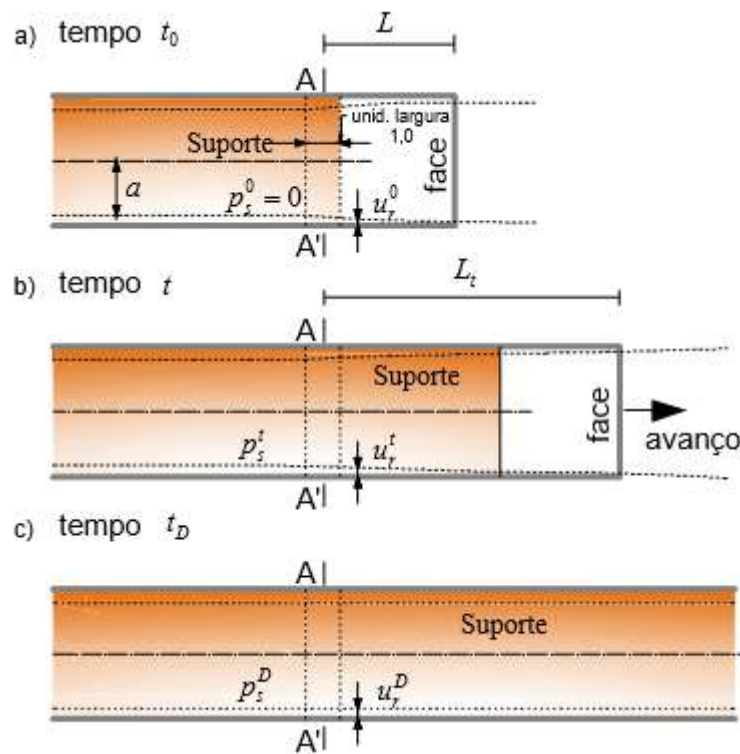


Figura 2.6 - a), b) e c) – Carregamento do suporte na seção A-A' devido ao avanço progressivo da face do túnel, (modificado de Carranza-Torres e Fairhurst, 2000).

As Curvas do Perfil de Deformação Longitudinal (LDP), a Curva de Reação do Maciço (GRC) e a Curva Característica do Suporte (SCC) descrevem o comportamento dos principais elementos do método de convergência-confinamento (Figura 2.7).

A curva LDP representa o deslocamento radial ao longo do eixo da escavação não suportada para a seção localizada atrás e na frente da face da escavação. O eixo horizontal representa a distância (x) entre a seção analisada e a face do túnel, enquanto o eixo vertical representa o deslocamento radial correspondente (u_r). Observa-se que, a uma distância atrás da face, o efeito face é relativamente pequeno, e o deslocamento radial apresenta um valor (u_{rM}). Já para a frente da face, o avanço do túnel não tem influência no maciço rochoso e o deslocamento radial é zero.

Já a curva *GRC* é definida como a relação entre a decrescente pressão interna (p_i) e o crescente deslocamento radial das paredes (u_r), sendo que esta relação depende das propriedades mecânicas do maciço rochoso. O ponto (*O*) da curva onde a pressão interna (p_i) é igual à tensão *in situ* (p_0); o ponto (*E*) define a pressão interna crítica (p_{icr}), sendo

que o valor é correspondente ao limite elástico do material. Dessa forma, se a pressão interna cair abaixo desse valor, define-se em uma região plástica de extensão (R_{pl}).

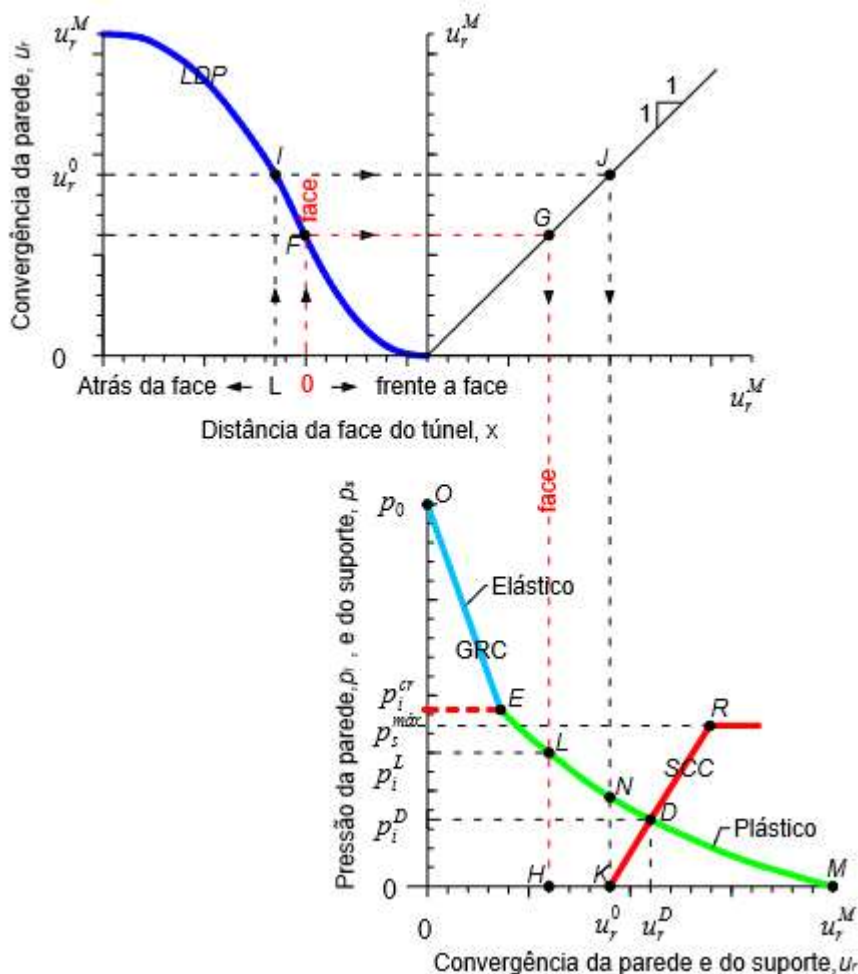


Figura 2.7 - Representação esquemática dos elementos do método de convergência-confinamento – Perfil de Deformação Longitudinal (LDP), Curva de Reação do Maciço (GRC) e Curva Característica do Suporte (SCC), (modificado de CARRANZA-TORRES E FAIRHURST, 2000).

A curva SCC representa a relação entre a crescente pressão atuante sobre o suporte e o seu crescente deslocamento radial, sendo esta relação dependente das características geométricas e mecânicas do suporte. O ponto (K) corresponde à pressão no suporte no momento da instalação e, no ponto (R), temos a máxima pressão suportada pelo suporte (p_{rmax}), e o ponto (p_s^D) será o carregamento final no suporte.

A inclinação da curva característica do suporte é definida com base no conhecimento da rigidez do sistema e do deslocamento observado. Quando as curvas características do maciço rochoso e do suporte são plotadas em um mesmo gráfico, obtém-se o ponto de equilíbrio da interação representado graficamente pelo ponto (D). Definir este

deslocamento (u_0) não é fácil por ser função da operacionalização da obra, das características mecânicas do maciço, da rigidez do suporte e do ponto de equilíbrio (ORESTE, 2003a).

Outro fator importante no processo de estabilização de uma escavação subterrânea, utilizando suporte em concreto projetado, é avaliar o seu comportamento dependente do tempo, pois o concreto projetado apresenta rigidez crescente com o tempo, em função do processo de hidratação do cimento.

O concreto projetado passa por três fases até que tenha suas propriedades mecânicas estabilizadas. A primeira fase consiste na fluidez do material para que tenha trabalhabilidade e possibilidade de projeção; a segunda fase é marcada pelo processo de pega, que é caracterizado pela perda de água no sistema, seja pela reação de hidratação seja pela absorção física à superfície dos hidratos e por evaporação; e a terceira fase é caracterizada após o fim do período de pega, em que o concreto projetado tem suas propriedades mecânicas alteradas com ganho de resistência.

O método de convergência-confinamento é apresentado como uma metodologia de dimensionamento de suporte para escavações, em especial, com geometria circular e campo de tensões hidrostático, sendo considerado uma ferramenta útil para projetos de túneis e como modelo simples que permite um melhor entendimento do complexo problema de transferência de carga após a abertura de escavação (CARRANZA-TORRES E FAIRHURST, 2000). Para a elaboração das curvas de convergência do maciço e do suporte, é necessário um conhecimento da reologia do maciço e do suporte.

Oreste (2007) afirma que métodos analíticos simplificados, como o método da convergência-confinamento, são capazes de estipular os deslocamentos médios da estrutura de suporte e as cargas médias que atuam sobre ela, mas não fornecem momentos fletores, esforços de cortantes e esforços normais para o dimensionamento da estrutura de suporte.

- **Método de reação hiperestática**

O método de reação hiperestática é definido por um modelo que considera o elemento de suporte como elemento de barras e o maciço rochoso como elemento de molas. Para a aplicação do método, é necessário o conhecimento dos carregamentos que serão aplicados na estrutura de suporte, que podem ser obtidos pelo método semiempírico ou pelo método convergência–confinamento. As rigidezes das molas são definidas com base no comportamento geotécnico do maciço rochoso (AFTES, 2000).

O método de reação hiperestática simula a interação entre suporte e o maciço rochoso por meio de molas independentes do tipo “Winkler”. O método é chamado de hiperestático devido ao grande número de ligações da estrutura do suporte com o maciço rochoso (ORESTE, 2007).

Para aplicação do método de reação hiperestática, é necessário que sejam definidas as cargas ativas que são aplicadas diretamente na estrutura de suporte pelo maciço rochoso, e as molas normais ao ponto de interseção entre maciço rochoso e suporte. As molas normais permitem que as cargas passivas, produzidas pela reação do maciço rochoso, sejam aplicadas ao suporte fazendo com que ele desloque em direção à rocha (Figura 2.8).

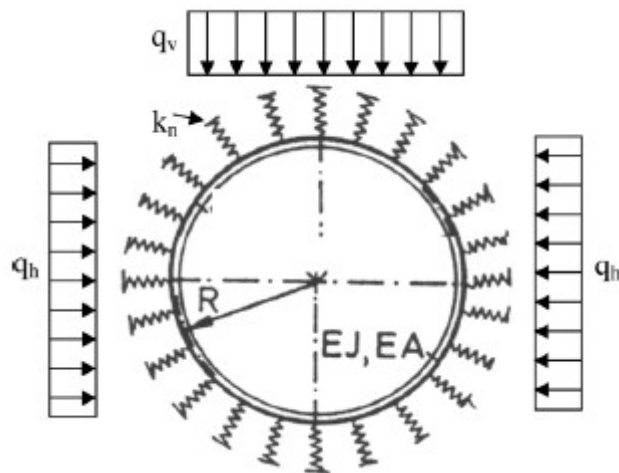


Figura 2.8 - Esquema de cálculo da estrutura de suporte pelo método de reação hiperestática. Onde q_v e q_h são as cargas ativas aplicadas ao suporte, K_n é a rigidez das molas de interação, R é o raio do túnel e EJ e EA os esforços de flexão e rigidez normal no suporte (modificado de ORESTE, 2007).

Segundo Oreste (2007), os três parâmetros que influenciam o estado de tensão que atuam no suporte são: o carregamento ativo aplicado, a rigidez da estrutura (normal e à flexão)

e a relação entre pressão e deslocamento que descreve a interação entre a estrutura de suporte e a massa rochosa.

O autor desenvolveu um código específico chamado de FEMSUP para realizar os cálculos definidos no Método de Reação Hiperestática (*HRM*). O código considera a geometria efetiva do suporte e as cargas ativas (horizontais e verticais); portanto, capaz de analisar a interação entre maciço rochoso e suporte. Após estudos de 4200 resultados de análises paramétricas, foi desenvolvida uma formulação para avaliar de forma preliminar o tipo de suporte necessário, quando conhecida a carga externa e a qualidade geomecânica do maciço rochoso.

- **Formulação matemática do método**

Oreste (2007), no método de reação hiperestática, considera a estrutura subdividida em um número finito de subdomínios lineares, chamados de elementos (para os quais é possível descrever a lei de tensão-deformação de maneira simples). Estes elementos são conectados ao meio pelas de rigidezes distribuídas sobre os nós. A estrutura de suporte é representada por elementos monodimensionais, que são capazes de desenvolver momentos de flexão, forças axiais e forças de cisalhamento (Figura 2.9).

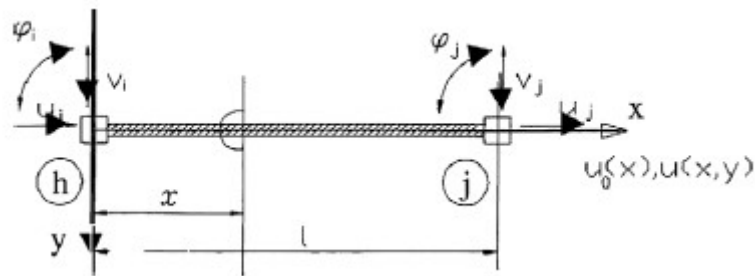


Figura 2.9 – Esquema do comportamento de elemento finito barra, com referências às coordenadas cartesianas locais (eixos x e y). O nó inicial h, nó final j, deslocamento axial u, deslocamento transversal v, rotação ϕ (modificado de ORESTE, 2007).

O elemento barra é definido pelos parâmetros (J) módulo de inércia, (A) área da seção transversal, (E) o módulo de elasticidade do material e (L_i) a distância entre o nó e o ponto de análise. O método bidimensional considera o elemento com espessura unitária na direção do eixo do túnel. Os parâmetros desconhecidos no problema são os deslocamentos dos nós discretizados na estrutura. Conhecidos os deslocamentos, é possível obter as tensões características para cada elemento.

A avaliação dos deslocamentos é realizada por meio da definição da matriz de rigidez global da estrutura, e suas conexões como meio. A matriz de rigidez local (z_i) do elemento (i) é obtida colocando-se o trabalho produzido pelas forças internas do elemento finito igual ao produzido pelo nó externo à força, que são avaliadas de acordo com uma referência do sistema local (HUEBNER *et al.*, 2001 *apud* ORESTE, 2007), representado pela seguinte equação:

$$z_i \cdot s_i = G_i + R_i \quad (2.4)$$

Onde s_i é o vetor dos deslocamentos nos nós h e j do elemento i avaliado de acordo com a referência local do sistema.

$$s_i = [u_{h,i} \ u_{j,i} \ v_{h,i} \ \varphi_{h,i} \ v_{j,i} \ \varphi_{j,i}] \quad (2.5)$$

Onde u e v são os deslocamentos axial e transversal no sistema de referência local, φ a rotação do elemento correspondente ao nó, G_i e R_i são as forças nodais externas às forças nodais aplicadas pelo elemento vizinho, avaliado de acordo com o sistema de referência local.

No sistema de referência cartesiano global, o vetor s_i conecta ao seguinte, de acordo com a matriz:

$$s_i = \lambda_i \cdot q_{h \div j, i} \quad (2.6)$$

Onde:

$$q_{h \div j, i} = \begin{bmatrix} w_{h,i} \\ z_{h,i} \\ \varphi_{h,i} \\ w_{j,i} \\ z_{j,i} \\ \varphi_{j,i} \end{bmatrix} = [q_i] \quad (2.7)$$

$$\lambda_i = \begin{bmatrix} \cos \alpha_i & \sin \alpha_i & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos \alpha_i & \sin \alpha_i & 0 \\ \sin \alpha_i & -\cos \alpha_i & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \sin \alpha_i & -\cos \alpha_i & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (2.8)$$

Onde q_{h+j} i é o vetor dos deslocamentos nodais do elemento i ; q_i é o vetor do deslocamento nodal do nó i ; w e z são os deslocamentos ao longo dos eixos x e y do sistema de referência cartesiano global; α é o ângulo formado pelo sistema de referência local com o sistema de referência global do elemento i .

De modo similar, são obtidas as forças nodais para o sistema global. Fazendo as substituições necessárias, o sistema de referência cartesiano global pode ser reescrito:

$$k_i = \lambda_i^T \cdot z_i \cdot \lambda_i \quad (2.9)$$

Onde k_i é a matriz local do elemento i , no sistema de referência global, seguindo o critério de Huebner *et al.* (2001).

A matriz de rigidez é escrita por:

$$K \cdot q = F \quad (2.10)$$

Onde q é o vetor deslocamento, e F é a força para o nó.

A diagonal da matriz (K) representa as molas que conectam os nós da estrutura. A partir da matriz de rigidez, as restrições de deslocamento da estrutura são consideradas eliminando-se as linhas e colunas que impedem os deslocamentos nodais. A dimensão (K) reduz em função do número de graus de liberdade que foi eliminado pelas restrições de deslocamento.

- **A interação entre o suporte e o maciço rochoso**

O maciço rochoso interage com o suporte de dois modos, por meio de molas normais conectadas aos nós da estrutura e por meio de cargas ativas aplicadas (Figura 2.10). As molas normais transmitem a reação produzida pelo maciço rochoso, permitindo que o suporte se deforme sob as cargas ativas aplicadas, deslocando em direção ao maciço.

Os valores das molas normais (k_n) podem ser determinados com base na rigidez do maciço rochoso. Ao contrário dos outros métodos em que a rigidez do maciço é considerada como um valor constante, Oreste (2007) introduziu uma relação não linear (hiperbólica) entre a pressão de reação (p) e a deformação de suporte (δ).

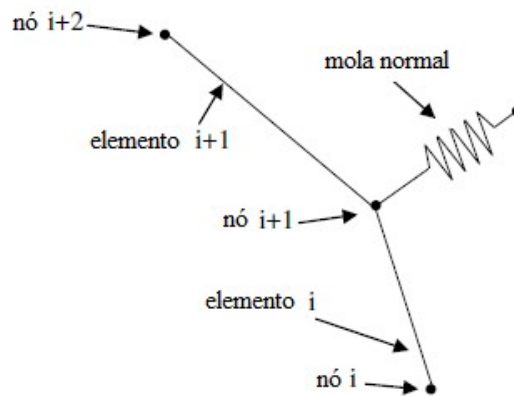


Figura 2.10 – Detalhe da interação maciço rochoso e suporte considerando os nós do suporte conectados por molas Winkler (modificada de ORESTE, 2007).

Segundo Oreste (2007), a reação do maciço rochoso no código FEMSUP é escrita pela relação não linear de pressão-deslocamento (Figura 2.11)

$$p = p_{lim} \cdot \left(1 - \frac{p_{lim}}{p_{lim} + \eta_0 \cdot \delta}\right) \quad (2.11)$$

Onde p_{lim} representa a máxima reação de pressão do maciço rochoso transferida para o suporte; η_0 é a rigidez inicial do maciço rochoso (para valores de δ próximos a 0).

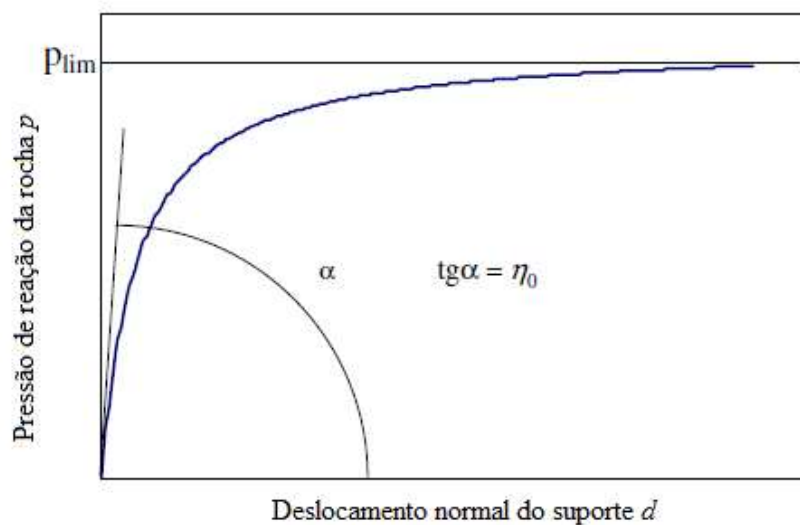


Figura 2.11 – Relação não linear entre a pressão de reação do maciço rochoso e o deslocamento do suporte. O valor da rigidez inicial do maciço rochoso é igual η_0 , a pressão máxima p_{lim} é

alcançada para valores muito altos de δ . E α é igual a $\arctan(\eta_0)$, (modificado de ORESTE, 2007).

A rigidez do maciço rochoso η_0 pode ser estimada usando a simplificação proposta por *United States Army Corps of Engineers* (1997) (*apud* ORESTE, 2007).

$$\eta_0 \cong 1,5 \cdot \frac{E_0}{D_{eq}} \quad (2.12)$$

Onde E_0 é o módulo de elasticidade inicial do maciço rochoso e D_{eq} é o diâmetro equivalente do túnel.

O valor de reação pressão máxima (p_{lim}) pode ser obtido, preliminarmente, considerando-se a coesão (c_{rm}) e o ângulo de atrito (φ_{rm}) do maciço rochoso para hipótese de pressão confinante igual a zero, pela equação:

$$p_{lim} = \frac{2 \cdot c_{rm} \cdot \cos \varphi_{rm}}{1 - \sin \varphi_{rm}} \quad (2.13)$$

Oreste (2007) salienta que, quando a tensão confinante for diferente de zero, a Equação 2.13 deve ser modificada acrescentando-se um segundo termo, onde $\Delta\sigma_{con}$ é a pressão confinante no perímetro do túnel.

$$p_{lim} = \frac{2 \cdot c_{rm} \cdot \cos \varphi_{rm}}{1 - \sin \varphi_{rm}} + \frac{1 + \sin \varphi_{rm}}{1 - \sin \varphi_{rm}} \cdot \Delta\sigma_{con} \quad (2.14)$$

Os deslocamentos do maciço rochoso variam de nó para nó. Assim as molas também devem ser representadas por diferentes rigidezes. Para o teto do túnel, não devem ser consideradas molas, pois a estrutura de suporte move-se para a escavação do túnel. Nesse caso, apenas cargas de compressão devem ser consideradas (ORESTE, 2007).

O autor não considera a rigidez ao cisalhamento na interface do maciço rochoso com o suporte, e descreve que não é garantido que a interface possa absorver essa tensão. No entanto, afirma que, quando a rigidez ao cisalhamento na interface é negligenciada, os momentos de flexão são maiores no teto e nas paredes laterais do túnel, considerando esta hipótese por precaução.

Para estimativa das cargas verticais na estrutura de suporte, Oreste (2007) sugere que sejam utilizados os gráficos de Barton *et al.* (1974) e o nomograma de Goel *et al.* (1995) (Figura 2.12), baseados no monitoramento de vários casos históricos.

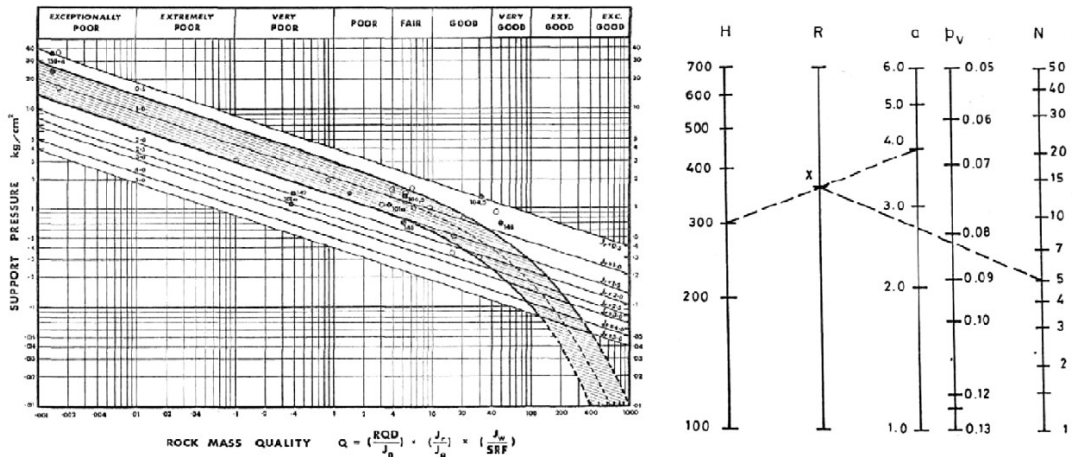


Figura 2.12 – À esquerda, o gráfico de Barton *et al.* (1974) para avaliar as cargas verticais na estrutura de suporte, quando o índice Q e o parâmetro J_r são conhecidos. À direita, o nomograma de Goel *et al.* (1995) para estimar as cargas verticais quando o túnel com sobrecarga H e o raio a e índice N do maciço rochoso são conhecidos.

As cargas horizontais aplicadas nas paredes laterais são geralmente consideradas como sendo uma porcentagem da carga vertical. Geralmente, a relação entre a carga horizontal e vertical na estrutura de suporte são inferiores às taxas de tensão *in situ* para uma rocha de alta qualidade, e maiores para rochas muito degradadas (Oreste, 2007). Após analisar o potencial de instabilidade do maciço rochoso, é possível avaliar a relação entre a carga horizontal e a vertical:

$$\frac{q_h}{q_v} = \left(1 + \frac{\gamma \cdot H}{2 \cdot q_v}\right) \cdot \left(\frac{1 - \frac{\tan \varphi_{rm}}{\tan \alpha}}{1 + \tan \varphi_{rm} \cdot \tan \alpha}\right) - \frac{c_{rm}}{q_v} \cdot \left[\frac{1}{\sin \alpha \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \tan \varphi_{rm})}\right] \quad (2.15)$$

Onde q_h carga horizontal; q_v carga vertical, H a altura do túnel, γ o peso específico; e os parâmetros c_{rm} e φ_{rm} do maciço rochoso; α é a inclinação da superfície deslizante obtida por:

$$\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_{rm}}{2} \quad (2.16)$$

- **O conceito de suporte equivalente**

O comportamento do suporte também é influenciado por sua flexão, por sua rigidez normal e pelas condições de restrições que são assumidas, dependentes também do módulo de elasticidade do material e da geometria da seção do suporte. A fundação (restrição de pé) pode influenciar no comportamento do suporte (ORESTE, 2007).

Comumente são utilizadas estruturas de suportes em cambotas metálicas revestidas com concreto projetado. Esse tipo de suporte é chamado de sistema composto, sendo necessário definir uma rigidez equivalente para utilizar o método de cálculo bidimensional. Deve-se considerar o suporte equivalente composto por um revestimento homogêneo com espessura determinada, ao longo de todo o eixo do túnel, com módulo de elasticidade igual a E (ORESTE, 2007).

- **O dimensionamento do suporte com o código FEMSUP**

O código FEMSUP considera quatro diferentes geometrias de suporte e cinco tipos de apoio (com restrição para o grau de liberdade de movimento) (Figura 2.13). A convenção de sinais é mostrada na Figura 2.14. O código FEMSUP considera restrições adequadas para o dimensionamento dos apoios preliminares e dos revestimentos finais de concreto. O código também considera:

- Cargas horizontais diferentes das cargas verticais ($q_h \neq q_v$).
- Parâmetro de escala, que são capazes de deformar o suporte ao longo da direção x e y (m_x, m_y); os m coeficientes, multiplicados pelas coordenadas iniciais dos nós são capazes de modificar sua posição e, portanto, a forma do suporte.
- Os parâmetros mecânicos do maciço rochoso que condicionam sua reação às deformações do suporte ($c_{rm}, \phi_{rm}, E_{rm}$).

Definidos os parâmetros geométricos e mecânicos que influenciam o problema, é possível obter o momento de flexão (M), a força normal (N) e a força de cisalhamento (T) ao longo do perfil de suporte. Conhecidos esses parâmetros e a geometria da seção, é possível determinar a tensão induzida no interior da estrutura de suporte.

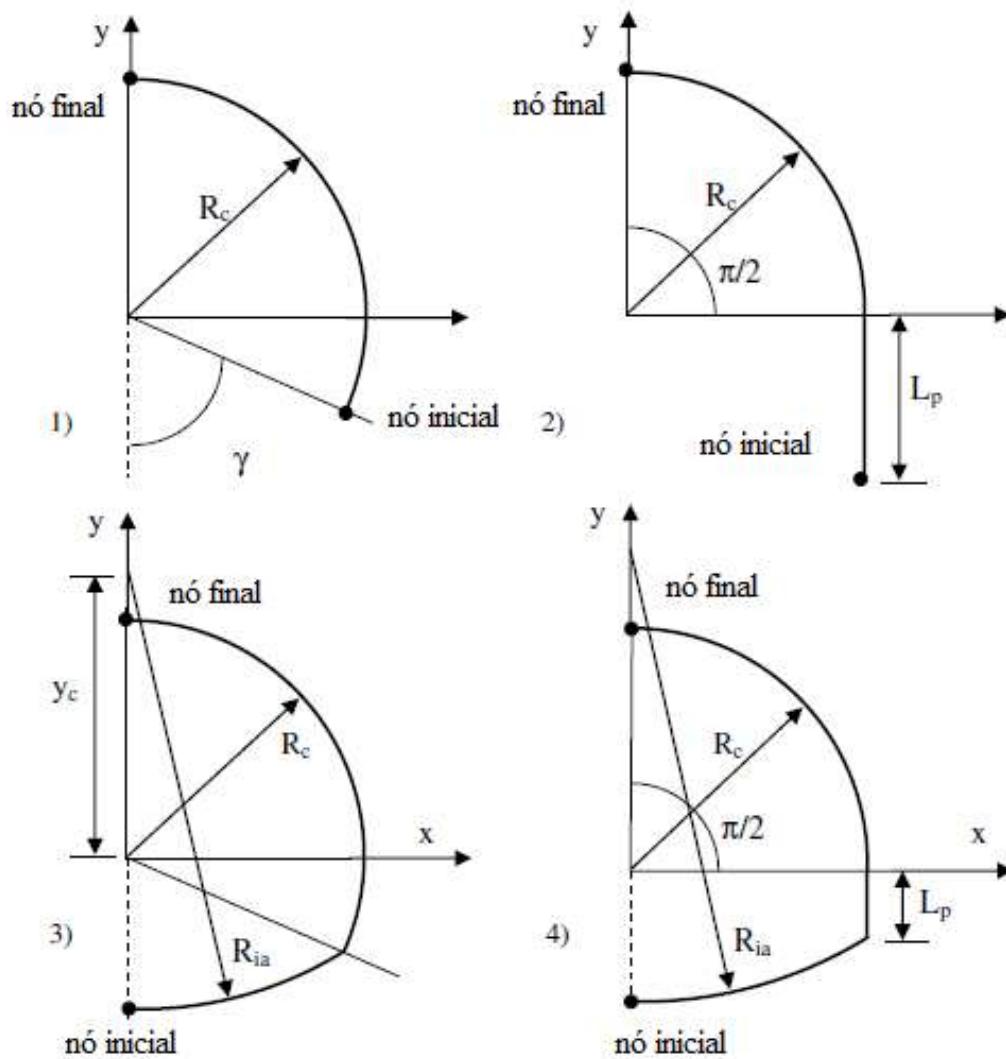


Figura 2.13 – Quatro geometrias de suporte consideradas no código de cálculo FEMSUP. Os parâmetros geométricos necessários para uma definição unívoca da geometria das estruturas de suporte, onde R_{ia} é o raio do arco invertido; R_c é o raio do teto; L_p é o comprimento da parede lateral (modificado de ORESTE, 2007).

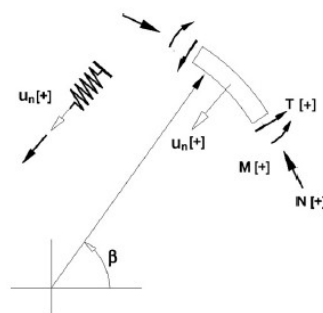


Figura 2.14 – Convenção de sinais adotada no modelo numérico (modificada de ORESTE, 2007).

Geralmente é preferível formular a hipótese de que os momentos de flexão e as forças de cisalhamento preliminares são inteiramente absorvidos pelo conjunto de aço, enquanto a força normal deve ser dividida entre os conjuntos de aço e a camada de concreto projetado, com base na rigidez normal (ORESTE, 2007):

$$M_{set} = M \cdot d \quad (2.17)$$

$$T_{set} = T \cdot d \quad (2.18)$$

$$N_{set} = \frac{E_{aço} \cdot A_{set} / d}{\bar{E} \cdot \bar{s}} \cdot N \cdot d \quad (2.19)$$

$$N_c = N - \frac{N_{set}}{d} \quad (2.20)$$

Onde N , M e T são a força normal, momento e força de cisalhamento no suporte equivalente por metro de túnel, obtidos utilizando-se o código de cálculo FEMSUP e N_{set} , M_{set} e T_{set} são a força normal, momento e força de cisalhamento em cada conjunto de aço, e N_c é a força normal no concreto projetado por metro de túnel; sendo possível calcular as tensões máximas atuantes no conjunto de aço e no revestimento em concreto projetado.

Para momento máximo, ($T_{set} = 0$):

$$\sigma_{max,aço} = \frac{M_{set}}{J_{set}} \cdot \frac{h_{set}}{2} + \frac{N_{set}}{A_{set}} \quad (2.21)$$

$$\sigma_{max,c} = \frac{N_c}{s_c} \quad (2.22)$$

Para força normal máxima ($T_{set} \neq 0$):

$$\sigma_{max,aço} = \left(\frac{M_{set}}{J_{set}} \cdot \frac{h_{set}}{2} + \frac{N_{set}}{A_{set}} \right); \sqrt{\left(\frac{N_{set}}{A_{set}} \right)^2 + \left(\frac{3 \cdot T_{set} \cdot S_{set}}{b_{set} \cdot J_{set}} \right)^2} \quad (2.23)$$

$$\sigma_{max,c} = \frac{N_c}{s_c} \quad (2.24)$$

Onde h_{set} é a altura da seção de aço, b_{set} é a espessura da zona central da seção de conjunto de aço, S_{set} é o momento estático da meia seção do conjunto de aço com relação ao ponto axial do eixo central.

O dimensionamento da estrutura de suporte deve ser realizado de forma que as tensões máximas induzidas sejam inferiores aos valores máximos admissíveis para os materiais que foram utilizados.

- **Conclusão sobre o método de reação hiperestática**

De acordo com Oreste (2007), o método de reação hiperestática é particularmente adequado para o dimensionamento das estruturas de suporte mais amplamente utilizadas em túneis: conjunto de aço revestido por concreto projetado. O método permite obter os resultados do momento de flexão, força de cisalhamento e força normal ao longo do perfil, em tempos de cálculo reduzidos.

Oreste (2007) apresentou uma extensa análise paramétrica que permitiu definir os tipos de estruturas de suporte que cobrem as condições geralmente encontradas na prática de escavação. Em suas análises, foram considerados quatro diferentes tipos geomecânicos (descritos pelo índice RMR), dez valores de carga vertical, três valores de coeficiente K , dois tipos de geometrias da estrutura (com e sem o arco invertido), cinco diferentes dimensões do túnel (de uma largura de 7 m a uma largura de 21 m) e quatro tipos de suporte, caracterizados pela espessura do concreto projetado e pelo tipo do conjunto de aço previsto. O momento e a força normal foram avaliados para cada caso em diferentes pontos críticos do suporte (Figura 2.15), onde foi possível obter o valor máximo dos esforços. As tensões máximas foram calculadas e comparadas com as tensões máximas admissíveis dos dois materiais, aço e no concreto projetado.

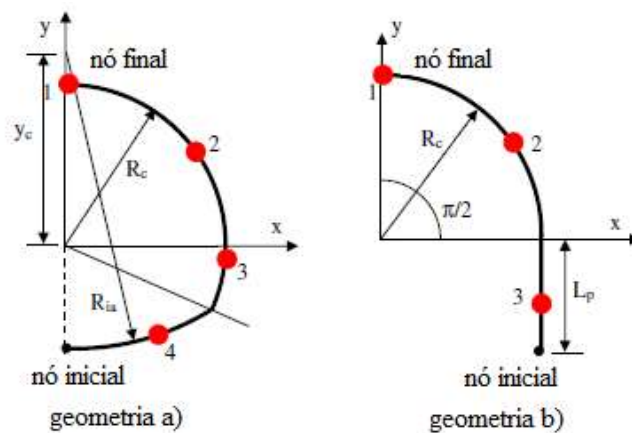


Figura 2.15 – Pontos críticos na estrutura de suporte em que os valores do momento de flexão e a força normal foram identificados para cada um dos casos examinados nas análises paramétricas (modificado de ORESTE, 2007).

O autor sugere a utilização do código FEMSUP para o dimensionamento do suporte composto de cambotas metálicas revestidas por concreto projetado. E afirma que o código é capaz de considerar a geometria do suporte e as cargas horizontais e verticais ativas; e analisar a interação do maciço rochoso e suporte em detalhes.

Oreste (2007) afirma que diferentes correlações empíricas estão disponíveis na literatura e são capazes de fornecer indicações sobre q_v (carga vertical) em função da qualidade geomecânica da rocha (RMR ou Q) ou dos parâmetros geomecânicos do maciço rochoso. As cargas verticais e horizontais também podem ser obtidas a partir das medidas de convergência durante a construção de túneis. E considera que o código FEMSUP pode ser útil para verificar as condições estáticas dos suportes que foram definidos na fase de projeto. No entanto, descreve que falta conhecimento do carregamento vertical que atua sobre as estruturas de suporte. São requeridos mais estudos científicos para estimar o valor do carregamento vertical para escavações em profundidade, com certa precisão, nas diversas condições em que a escavação de um túnel se encontra.

2.3 O CONCRETO PROJETADO

Uma das propriedades mais importantes do concreto projetado é que ele consegue suportar pequenos carregamentos logo após ser projetado e tem suas propriedades mecânicas modificadas com ganho de resistência com o passar do tempo até que atinja sua resistência máxima. Dessa forma, o seu princípio fundamental está em promover a estabilidade da cavidade proporcionando um alívio de pressão controlada, transformando o material do maciço rochoso circundante em um elemento portante (GOMES, 2006).

O comportamento do suporte deve ser considerado por meio da determinação da curva característica do suporte, que relaciona a pressão de confinamento que atua sobre o suporte à sua deformação. Conhecendo o deslocamento radial (u_{r0}) que ocorreu antes de o suporte ser instalado a uma distância conhecida da face, a solução de equilíbrio para a análise da interação do suporte rochoso é dada pela interseção da curva de reação do maciço e da curva característica do suporte (BARLA, 2001), onde o ponto C apresenta o ponto de equilíbrio da interação suporte maciço-rochoso (Figura 2.16).

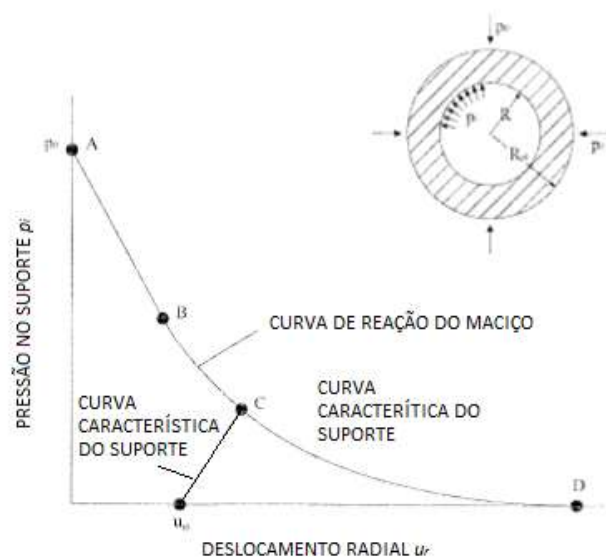


Figura 2.16 – Representação do ponto de equilíbrio da interação suporte maciço-rochoso, (modificado de BARLA, 2001).

Segundo Barla (2001), a deformação que ocorreu antes da instalação do suporte não é fácil de ser determinada, uma vez que são necessárias análises complexas de tensões/deformação tridimensionais para avaliar a influência da face, e também o método e a sequência de escavação, etc. Em geral, é aconselhável avaliar os resultados do monitoramento da instrumentação instalada antes da escavação e analisar posterior ao avanço da frente de escavação.

De acordo com a definição da Norma Brasileira de Concreto Projetado, NBR 14026 (2012):

o concreto projetado é o concreto com dimensões máximas características do agregado maior ou igual a 9,5 mm, transportado através de uma tubulação, projetado sob pressão sobre uma superfície, com compactação simultânea (BRASIL, 2012).

Em outras palavras, podemos dizer que o concreto projetado é uma mistura dos agregados, cimento, água e aditivos, todos bem homogeneizados, lançado sobre a superfície a ser tratada utilizando-se uma máquina de projeção. No momento do contato com a superfície, a mistura sofre compactação, que ocorre devido à alta energia cinética do sistema de projeção.

O processo de projeção é dividido em dois tipos, via seca e via úmida. No processo de projeção por via seca, o concreto é projetado a seco e, no bico de projeção, é acrescentada

a água necessária. No processo via úmida, o concreto é projetado já com a água necessária e, no bico projetor, é adicionado ar para acelerar a projeção. A escolha do melhor processo de projeção para túneis está relacionada à disponibilidade do equipamento, fatores físicos e logísticos da obra, tempo disponível, especificações, exigências legais e equipe de projeção (FOÁ E ASSIS, 2002).

AFTES (2000) classifica o concreto projetado em três categorias: pele protetora, pele resistente e anel estrutural. A pele protetora irá prevenir que o maciço exposto pela escavação sofra com os fenômenos de alteração física, hidráulica e química, restrito ao uso em maciços pouco fraturados e autoportantes, em relação às condições de tensão atuantes. No caso em que os maciços são menos resistentes, deverão ser utilizados, além da pele protetora, tirantes formando uma pele resistente. Já para maciços frágeis, deverá ser utilizado o anel estrutural, geralmente dimensionado em concreto armado.

O concreto projetado atuando como estrutura de suporte para escavações subterrâneas oferece algumas vantagens em relação a cambotas metálicas, pois ele adapta-se a qualquer tipo de superfície, protegendo e preservando a face do maciço escavado. Além disso, a sua instalação acontece de maneira rápida, podendo ser executada em paralelo ao avanço da escavação. À medida que a escavação avança, deve ser avaliado o traço do concreto, e, quando necessário, alterado, para melhorar as características de desempenho (GOMES, 2006).

Para a aplicação do concreto projetado, como estrutura de suporte em túneis, é necessário que suas propriedades cumpram os requisitos especificados no projeto, observando o fato de que as suas propriedades, como resistência à compressão e deformação, sofrem variações com o passar do tempo e influenciam diretamente na interação maciço e revestimento.

2.3.1 Características mecânica e físico-químicas do concreto projetado

De acordo com Foá e Assis (2002), as principais características do concreto projetado que tornam o seu uso compatível como estrutura de suporte de obras subterrâneas são: a sua boa aderência ao maciço recém-escavado; a alta resistência a baixas idades; a flexibilidade adequada às deformações impostas pelo maciço; a estanqueidade; durabilidade; e a dispensa de escoramentos, formas e posicionamento de armadura.

Para melhorar o desempenho do concreto projetado, são utilizados aditivos químicos que alteram as suas características, aumentando a trabalhabilidade ou plasticidade do concreto; reduzem o consumo do cimento; atuam como aceleradores ou retardadores do tempo de pega; reduzem a retração e melhoram sua durabilidade. Já os aditivos minerais, como as pozolanas, são capazes de reduzir a fissuração térmica do concreto. São utilizadas ainda fibras (de aço ou sintéticas) e telas metálicas, para aumentar a resistência do concreto projetado a esforços cortantes e de tração.

As propriedades mecânicas do concreto projetado são fortemente influenciadas pela mudança contínua do processo de hidratação do cimento. Para o melhor entendimento sobre o concreto projetado, faz-se necessário definir o cimento Portland.

De acordo com a definição da Norma Brasileira de Cimento Portland comum, NBR 16697 (2018):

o cimento Portland comum é um aglomerante hidráulico obtido pela moagem do clínquer Portland ao qual se adiciona, durante a operação, a quantidade necessária de uma ou mais formas de sulfatos de cálcio. Durante a moagem é permitido adicionar a esta mistura materiais pozolânicos, escórias granulares de alto-forno e/ou materiais carbonáticos (BRASIL, 2018).

O cimento Portland é composto de clínquer e adições que dão características específicas a cada tipo de cimento. O clínquer é o principal componente do cimento Portland, formado principalmente por silicatos tricálcico ($(\text{CaO})_3\text{SiO}_2$) e silicatos de cálcio ($(\text{CaO})_2\text{SiO}_2$). Estes componentes são responsáveis pela característica de ligante hidráulico. Os silicatos tricálcico e dicálcico estão relacionados diretamente com a resistência mecânica do cimento após a reação de hidratação. Por isso, a propriedade ligante do cimento Portland só acontece quando é adicionada a água ao sistema, iniciando a reação química entre o cimento e a água. Esse processo é chamado de hidratação do cimento, e é responsável pela característica de pega e endurecimento do concreto.

A reação química de hidratação do cimento é exotérmica e atua em processo cíclico na cristalização de produtos hidratados. Assim, a reação química entre cimento e água libera hidratos, hidróxidos de cálcio e calor.

O desenvolvimento da reação de hidratação do cimento corresponde ao aumento progressivo do número de hidratos que formam o esqueleto poroso, proporcionando

redução da porosidade e da permeabilidade, e o aumento da rigidez e da resistência para o concreto projetado (MARTINS, 2008). Com o avanço da reação, a massa com consistência plástica começa a perder trabalhabilidade e começa a enrijecer. Esse fenômeno é conhecido como pega. Com o fim do período de pega, o concreto inicia o processo de endurecimento, com ganho de resistência com o tempo. Os tempos de início e fim da pega podem ser determinados como uso do aparelho de *Vicat*, que mede a resistência de uma pasta e cimento de consistência padrão à penetração de uma agulha sob carga total de 300g.

- **Resistência à compressão**

O ganho de resistência à compressão do concreto está relacionado com a evolução da reação de hidratação da mistura de concreto projetado. Dessa forma, estão ligados à resistência do concreto não só a estrutura porosa da pasta de cimento e água, mas também a dosagem do cimento, a granulometria e o diâmetro máximo dos agregados, a forma e a textura superficial dos agregados, o uso de aditivos químicos e minerais, além da relação água/cimento e idade (BALTHAR, 2004 *apud* MARTINS, 2008).

Logo, é necessário especificar em projeto as propriedades do concreto projetado e sua resistência à compressão. Testes de resistência à compressão simples, em campo e em laboratório, devem ser executados para controle da qualidade do material. Devido à dificuldade de realizar ensaios de compressão simples em concreto projetado em pequenas idades, alguns métodos indiretos foram desenvolvidos.

Dois importantes métodos foram padronizados pela Sociedade Austríaca do Concreto (OBV) no ano de 1989 (GOMES, 2006). Um dos métodos consiste no disparo de um pino sobre a superfície de concreto, onde é medida a profundidade de penetração e, em seguida, a força necessária para sua retirada. O outro método, comumente utilizado, consiste na realização de um ensaio modificado de penetração para solo, onde é relacionada a resistência à cravação de uma agulha padrão à resistência do concreto projetado a pequenas idades.

Podem ser utilizados para o ensaio modificado de penetração para solo dois tipos de equipamentos: o penetrômetro de profundidade constante que relaciona a força necessária para a penetração da agulha padrão até uma determinada profundidade; e o penetrômetro

de energia constante que consiste na medida da resistência à cravação de uma agulha liberada de uma altura padrão no concreto projetado. Este segundo equipamento tem por restrição medidas de resistência apenas para superfícies horizontais de piso.

Os testes são muito sensíveis a determinadas características, como a dos tamanhos dos agregados, pois, quanto maior o agregado, maior a resistência à penetração. Para a coleta de dados, é necessária a calibração dos equipamentos e a avaliação dos resultados amostrados.

Ensaio de resistência à compressão triaxial, embora demandem mais tempo e recursos financeiros para a execução, são capazes de produzir de forma mais fiel as condições de esforços solicitantes em campo. Assim, como os resultados dos ensaios, é possível um melhor controle das propriedades que descrever o comportamento do concreto projetado, alinhados com os critérios de segurança estabelecidos.

Aydan *et al.* (1992 *apud* GOMES, 2006) apresentam resultados de ensaios de compressão, simples e triaxial, realizados para avaliar o comportamento tensão deformação do concreto projetado (Figura 2.17). Os ensaios foram realizados em amostras cúbicas, projetadas de modo semelhante à operação realizada em campo.

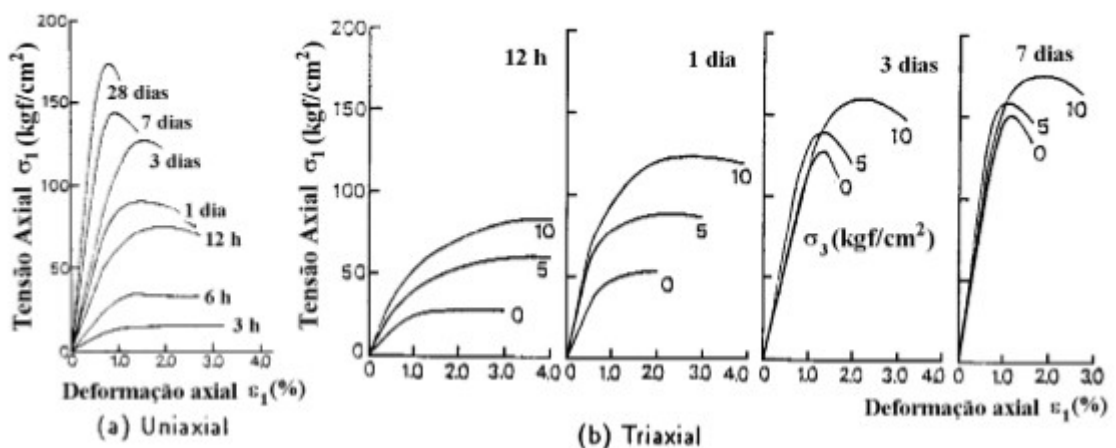


Figura 2.17 – Comportamento tensão-deformação do concreto projetado submetido a ensaios de compressão uniaxiais e triaxiais em diferentes idades (modificado, AYDAN *et al.*, 1992).

Os resultados obtidos para o ensaio de compressão triaxial mostram como o efeito do confinamento afeta de modo significativo o comportamento da deformação em idades inferiores a um dia. Em idades acima de três dias, o efeito sobre a curva é pequeno; no entanto, a tensão confinante melhora as propriedades do concreto projetado.

A resistência à compressão é uma propriedade muito importante, que descreve o comportamento do concreto projetado. O concreto projetado comporta-se de modo diferente dependendo da idade. Em idades inferiores a um dia, o concreto projetado tem comportamento de material dúctil. Quando ele atinge a ruptura, tem comportamento de material frágil. Em outras palavras, nas primeiras idades, o concreto é capaz de absorver grandes deformações, impostas pelo maciço rochoso. Com o ganho de resistência, ele torna pouco deformável, até atingindo o enrijecimento completo do material. A partir de então, conforme são impostas as solicitações de carga, ocorre a formação de trincas, acompanhadas de pouco ou nenhuma deformação, até que a ruptura ocorra.

Meschke *et al.* (1996) apresenta em seu trabalho a expressão em função do tempo capaz de modelar o comportamento do concreto projetado relativo à compressão simples, escrita pela OBV, em 1989.

Para o período de tempo inferior ou igual a um dia ($t \leq 24\text{h}$):

$$f_c = f_{c1} \left(\frac{t + 0,12}{24} \right)^{0,72453} \quad (2.25)$$

Para o período de tempo maior que um dia ($t > 24\text{h}$):

$$f_c = a_c \cdot e^{\frac{b_c}{t}} \quad (2.26)$$

Onde t é a idade em horas, f_c é a resistência à compressão simples em determinado tempo em MPa, f_{c1} é a resistência à compressão simples para o tempo igual a 24 horas em MPa e a_c , b_c e k são parâmetros definidos pelas expressões abaixo:

$$a_c = \frac{f_{c28}}{e^{-\frac{\ln(k)}{27}}} \quad (2.27)$$

$$b_c = -\frac{672}{27} \cdot \ln(k) \quad (2.28)$$

$$k = \frac{f_{c1}}{f_{c28}} \quad (2.29)$$

Onde f_{c28} é a resistência à compressão simples aos 28 dias em MPa.

- **Módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson**

O entendimento da evolução das propriedades elásticas do concreto como seu grau de hidratação é necessário para o equacionamento do seu endurecimento e, portanto, do tratamento numérico da rigidez do material. Sendo o módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson os parâmetros que determinam o comportamento elástico de um material e, sabendo que este último pode ser considerado constante, embora não seja, atribui-se à evolução do módulo de elasticidade o fenômeno responsável pelo endurecimento do concreto (BALTHAR, 2004 *apud* MARTIN, 2008).

O módulo de elasticidade do concreto é função do módulo de elasticidade do agregado e da pasta de cimento endurecida e, também, da ligação entre ambos. Como o conjunto é constituído de um meio poroso, o volume dos poros e seu grau de conexões influenciam na sua magnitude e, dessa forma, sua evolução está condicionada ao grau de hidratação. Sendo assim, fatores como relação água/cimento, temperatura de cura, tipo de cimento e de agregados têm relação direta no desenvolvimento do módulo de elasticidade com o tempo.

Chang (1994, *apud* GOMES, 2006) apresenta a relação entre as curvas de resistência à compressão e do módulo de elasticidade (Figura 2.18). É possível observar que o módulo de elasticidade cresce a uma taxa maior que a resistência à compressão. Esse fato é muito importante quando tratado para construção de túneis, pois quanto maior a rigidez do suporte, em concreto projetado, maior será a absorção de carga, mas a pequenas idades a resistência à compressão ainda será baixa. Aceleradores de pega são frequentemente utilizados para promover uma alta resistência à compressão a pequenas idades fazendo com que a rigidez também seja aumentada.

Meschke *et al.* (1996) apresenta em seu trabalho a expressão para modelar o comportamento em função do tempo relativo ao módulo de elasticidade do concreto projetado escrita pelo Comitê Europeu do Concreto (CEB) em 1990.

$$E = E_{28} \cdot \beta_E(t) \quad (2.30)$$

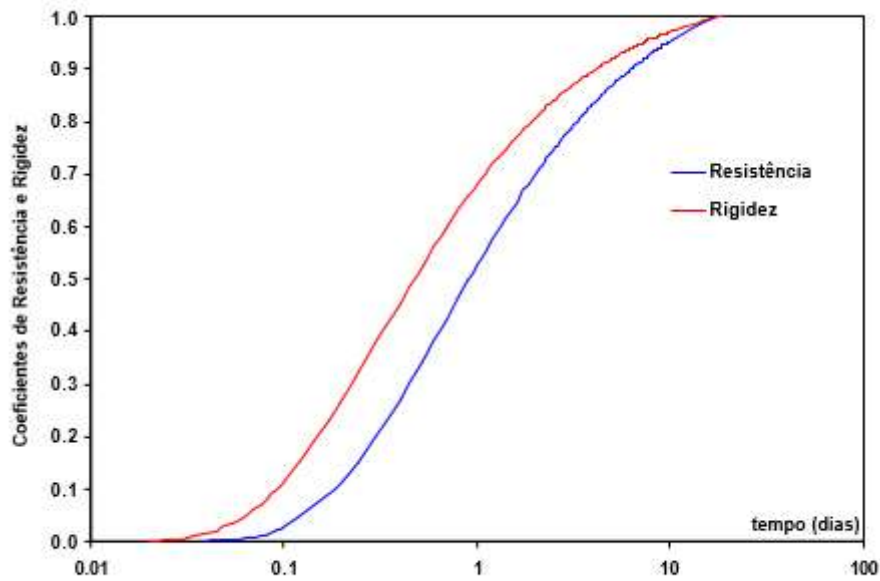


Figura 2.18 - Comparação entre o crescimento da resistência à compressão e do módulo de elasticidade do concreto projetado (modificada de CHANG, 1994).

Para o parâmetro β_E com o período de tempo inferior ou igual a 28 dias ($t \leq 28$):

$$\beta_E = \left(a_E + \frac{b_E}{t} \right)^{0,5} \quad (2.31)$$

Para o parâmetro β_E com o período de tempo maior que 28 dias ($t > 28$):

$$\beta_E = 1 \quad (2.32)$$

Onde a_E é uma constante igual a 0,85; b_E é uma constante igual a 100,8; t é o tempo em horas.

O coeficiente de Poisson é a relação entre os valores absolutos de deformação transversal e longitudinal. Estudos demonstram que o valor de coeficiente de Poisson do concreto varia entre 0,11 a 0,21; é comumente adotado o valor de 0,20. No programa experimental realizado por Balthar (2004 *apud* MARTINS, 2008), os resultados dos ensaios demonstraram a evolução das propriedades elásticas da pasta pozolânica. As amostras para o ensaio foram moldadas em cilindros com diâmetro de 100mm e altura de 200mm, considerando três corpos de provas para cada idade, nas idades de 8, 12 e 16 horas, 1, 2, 3, 4, 7, 14 e 28 dias.

Balthar (2004 *apud* MARTINS, 2008), embora seja considerado constante o coeficiente de Poisson do concreto, ele apresenta valores altos nas primeiras horas e decresce para valores aproximadamente constantes após as 16 horas de idade. Os resultados obtidos para o coeficiente de Poisson em idades inferiores a 8 horas foram de aproximadamente 0,47 a 0,50, e já para idades superiores a um dia, os valores foram reduzidos para de 0,20 a 0,23.

2.3.2 Comportamento do concreto projetado dependente do tempo

Para Graziani *et. al.* (2005), a camada de concreto projetado é geralmente aplicada próxima à face do túnel, com o objetivo de reduzir os deslocamentos e limitar deformações a curto prazo. O concreto projetado ainda jovem irá apresentar deformações e, como o passar do tempo, apresentará ganho de resistência, de modo que a interação maciço e revestimento alcance o equilíbrio e atenda às condições de segurança.

A interação maciço-suporte depende das características do maciço e do suporte, sendo que o nível de carregamento a ser transferido para o suporte depende da deformação do maciço na face da cavidade e da rigidez do concreto projetado para absorver as solicitações de carregamento. Quanto maior for a rigidez do material que compõe o suporte, maior será a capacidade de absorver os esforços solicitantes.

Chang (1994) apresenta uma ilustração hipotética (Figura 2.19) para representar os deslocamentos com e sem suporte além da pressão exercida sobre ele. Na figura, é possível perceber que deslocamentos acontecem antes da instalação do suporte. A pressão no suporte sofre variação ao longo da face do túnel, em função do ganho de rigidez, com o ganho de idade do concreto projetado, aumentando sua capacidade de resistência à compressão. No entanto, o autor afirma que o desenvolvimento da resistência é afetado pelo carregamento precoce.

Ele apresenta em seu trabalho os resultados obtidos nos ensaios de compressão, considerando também amostras pré-carregadas. Os ensaios foram realizados com amostras de diâmetro de 100mm e altura de 150mm, divididas em três grupos. No primeiro grupo, as amostras foram ensaiadas com idades de 2, 3, 7 e 14 dias, e obtida a resistência à compressão; no segundo grupo, as amostras foram pré-carregadas com 2 dias de idade com um certo nível de tensão, descarregadas e levadas à ruptura a 7 dias de

idade; e no terceiro grupo as amostras foram pré-carregadas com idade de 3 dias, descarregadas e levadas à ruptura com 14 dias.

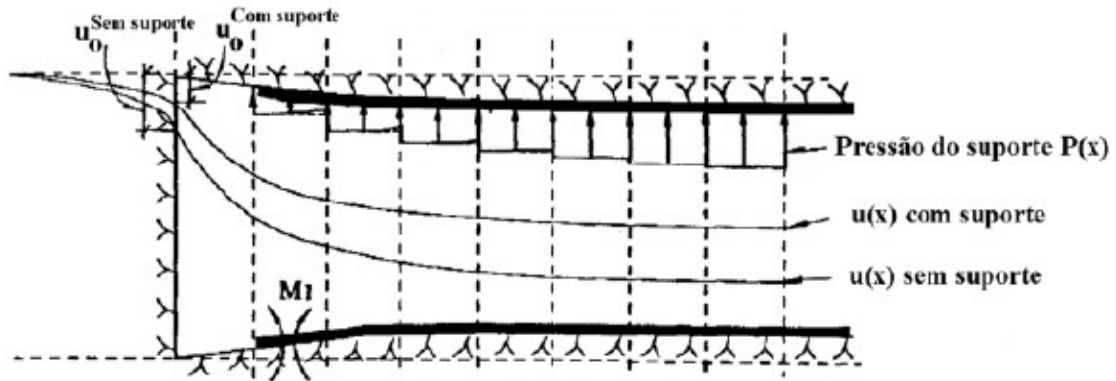


Figura 2.19 – Interação entre o concreto projetado e a frente de escavação (modificado de CHANG, 1994).

Chang (1994) compara os resultados dos ensaios realizados por Mousa em 1993 e mostra que há uma redução na resistência final à compressão para os corpos de prova que foram submetidos a pré-carregamento em pequenas idades. Esse resultado foi equacionado e descrito como um parâmetro de redução de resistência.

$$R_d = \frac{f_{c,t1} - P_{m\acute{a}x}}{f_{c,t2} - f_{c1}} \quad (2.33)$$

Onde $f_{c,t1}$ e $f_{c,t2}$ são a resistência à compressão das amostras de referência nos instantes de pré-carregamento (t_1) e no instante de ruptura (t_2), em MPa; $P_{m\acute{a}x}$ é a carga de ruptura, suportada pela amostra pré-carregada, em MPa.

Em relação ao efeito da taxa de pré-carregamento, a comparação entre a razão ($P_{m\acute{a}x}/f_{c,t1}$) e o parâmetro de redução (R_d) apresenta a equação descrita:

$$R_d = 2,5 \cdot \left(\frac{P_0}{f_{c,t1}} - 0,7 \right) \quad (2.34)$$

Onde P_0 é a tensão de pré-carregamento em MPa.

Panet e Guenot (1982) sugerem que o endurecimento do concreto projetado deve ser levado em consideração para elaboração de projetos de túneis, pois o alívio de tensões ao redor da escavação depende da distância de escavação à face do túnel. Assim, a condição

mais crítica pode ocorrer próxima à face de trabalho quando o concreto projetado ainda não atingiu a resistência e a rigidez especificadas no projeto. Dessa forma, é necessário realizar o controle da qualidade para o concreto projetado, avaliando, verificando e corrigindo os parâmetros definidos em projeto, tanto para o concreto em pequenas idades quanto para o concreto em idades mais avançadas.

Oreste e Peila (1997) citam em seu trabalho que, para considerar os efeitos progressivos do comportamento do concreto projetado, deve ser utilizado o modelo tridimensional. Para o uso do modelo bidimensional, deve-se avaliar a taxa de variação de tensão causada pela distância entre a face do túnel e a seção em estudo.

Gomes (2006) afirma que o concreto projetado ainda jovem tem uma grande habilidade de absorver as deformações do maciço. Quando a resistência do concreto projetado é atingida, o material ainda tem uma considerável resistência residual e a ruptura completa ocorre a uma grande deformação. Em outras palavras, o concreto projetado sofre grandes deformações a pequenas idades e apresenta comportamento de material dúctil. Já em idades mais avançadas, apresenta estrutura mais rígida, comportando como material frágil.

2.4 MODELOS CONSTITUTIVOS

A literatura descreve vários modelos reológicos possíveis, entre os quais o modelo elástico, o modelo plástico e o modelo viscoso são considerados modelos básicos. A propriedade elástica do material é representada pelo modelo reológico elástico. Um material em regime elástico, após submetido a um carregamento, tem suas deformações imediatas e reversíveis. As deformações instantâneas acontecem ao mesmo tempo em que as tensões passam a atuar; no caso em que as tensões permanecem constantes, a deformação também se mantém constante. As deformações reversíveis são aquelas que, após a retirada do carregamento, irão se anular; o material irá manter sua estrutura original.

O modelo elástico geralmente é representado por uma mola, em que a constante elástica é denominada pela letra K. O modelo elástico pode ser subdividido em elástico linear, regido pela lei de Hooke, e elástico não linear.

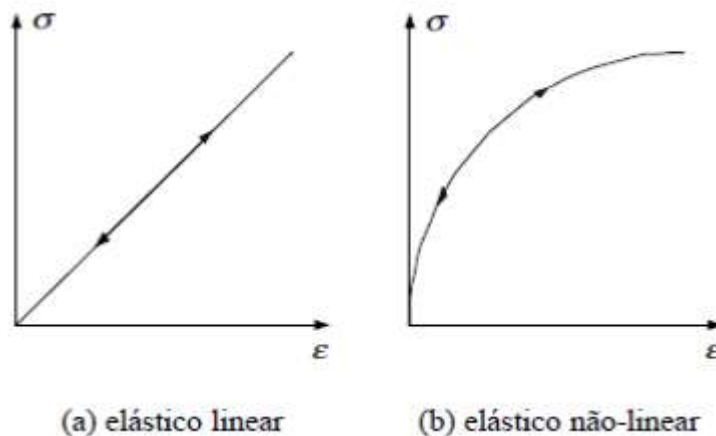


Figura 2.20 – Comportamento elástico linear e não linear (GOMES, 2006).

No modelo plástico, as deformações imediatas são não reversíveis, e não se anulam após a retirada do carregamento.

Já o modelo viscoso apresenta deformações não imediatas, ou seja, as deformações não aparecem simultaneamente à aplicação do carregamento. Para o modelo viscoso, as deformações não podem ser consideradas constantes ao longo do tempo, mesmo que o carregamento seja constante. A variação da velocidade de deformação depende de uma constante de viscosidade do material, representada pela letra (η).

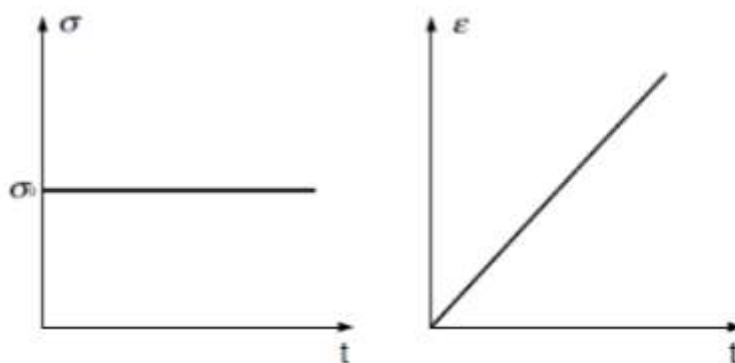


Figura 2.21 – Comportamento viscoso de um material, considerando carregamento constante (Gomes, 2006).

Os modelos reológicos sugerem que as deformações ocorram devido a variações de tensão. Entretanto, para o concreto projetado, ocorrem também deformações devido a ações térmicas e hídricas que interfere na variação da tensão. Dessa forma, existem algumas limitações para o uso de modelos reológicos que representem o comportamento

do concreto projetado. As propriedades do concreto projetado variam de acordo com o grau hidratação do material, alterando os parâmetros do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson ao longo do tempo.

Independentemente da variação de tensão, o concreto projetado sofre deformações por retração e temperatura. A retração, deformação sofrida dependente do tempo, acontece devido ao movimento da água no interior do concreto projetado para o ambiente. As deformações elásticas acontecem devido à aplicação de carregamento e estão relacionadas com as propriedades mecânicas do concreto projetado. As demais parcelas de deformação ocorrem devido à fluência do concreto, dependente do tempo.

Meschke (1996) propõe um modelo a partir da teoria da visco-plasticidade, na qual o efeito da variação do módulo de elasticidade com o tempo é representado considerando-se a soma acumulada das deformações não recuperáveis. As parcelas de deformação do concreto projetado são decompostas em deformação elástica instantânea, deformação elástica retardada, deformação lenta e deformação resultante da retração e temperatura. Fica evidente a complexidade de elaborar um modelo que melhor represente o concreto projetado ao longo do tempo, sendo mais comum a utilização de modelos simplificados.

Baseando-se em premissas de que modelos mais simples, interpretados corretamente, oferecem uma boa aproximação, Oreste e Peila (1997) e Oreste (2003a) consideram o modelo reológico de Boltzman para representar o comportamento do concreto projetado, que consiste na associação, em série, do modelo elástico como modelo visco-elástico de Kelvin (Figura 2.22).

As equações resultantes são:

$$\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_{ve} \quad (2.35)$$

$$\sigma = \sigma_e = \sigma_{ve} = E_e \cdot \varepsilon_e = E_{ve} \cdot \varepsilon_{ve} + \eta \cdot \dot{\varepsilon}_{ve}^* \quad (2.36)$$

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma}{E_e} + \frac{\sigma}{E_{ve}} \cdot (1 - e^{-E_{ve}t/\eta}) \quad (2.37)$$

Onde σ é a taxa de variação da tensão com o tempo; E_e e E_{ve} são os módulos de elasticidade referentes ao trecho elástico e visco-elástico, respectivamente; η é a viscosidade do material e ε_e e ε_{ve} são as deformações referentes ao trecho elástico e visco-elástico, respectivamente.

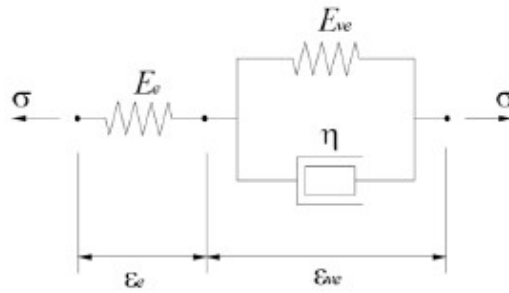


Figura 2.22 – Modelo de Boltzman associação em série do modelo elástico com o modelo visco-elástico de Kelvin.

Oreste (2003a) considera um expoente negativo para equacionar a condição transiente do módulo de elasticidade e a resistência à compressão uniaxial do concreto projetado para determinar a curva de reação do suporte.

$$E_{c,t} = E_{c,0} \cdot (1 - e^{-\alpha t}) \quad (2.38)$$

$$\sigma_{c,t} = \sigma_{c,0} \cdot (1 - e^{-\beta t}) \quad (2.39)$$

Onde $E_{c,t}$ e $E_{c,0}$ são os módulos de elasticidade do concreto projetado no instante t e considerando $t \rightarrow \infty$, respectivamente; $\sigma_{c,t}$ e $\sigma_{c,0}$ são resistências à compressão uniaxial do concreto no instante t e considerando $t \rightarrow \infty$, respectivamente; α e β são constantes que variam no tempo. Na literatura, costuma ser comum considerar a relação linear entre o módulo de elasticidade e a resistência à compressão, considerando α igual β .

O estado de tensão induzido no suporte em concreto projetado aumenta com o carregamento devido ao desenvolvimento dos deslocamentos radiais das paredes do túnel (ORESTE, 2003a). Sendo assim, cada acréscimo de deslocamento radial das paredes do túnel produz um acréscimo de tensão principal máxima. Logo, a tensão principal máxima pode ser descrita em função do módulo de elasticidade.

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{2}{(1 + \nu) \cdot [(R - t)^2 + (1 - 2\nu) \cdot R^2]} \cdot \int_u^{u_{eq}} E_{c,t} \cdot du \quad (2.40)$$

Onde ν é o coeficiente de Poisson do concreto projetado e R o raio do túnel. O coeficiente de segurança FS_{cp} para o concreto projetado é dado por:

$$FS_{cp} = \frac{\sigma_{c,t}}{\sigma_{m\acute{a}x}} \quad (2.41)$$

Sendo assim, é possível definir a tensão limite a ser aplicada ao suporte para cada deslocamento radial (u) desenvolvido no tempo.

Gomes (2006) cita vários autores que formularam modelos, com maior ou menor grau de refinamento, na tentativa de melhor representar a evolução das deformações sofridas pelo concreto projetado. De modo geral, o autor sugere que a ductilidade do concreto projetado sob compressão multiaxial e o endurecimento sejam representados por um modelo misto visco-plástico de Drucker-Prager, considerando o suporte submetido a um estado de tensão biaxial. E a ruptura do concreto projetado seja modelada considerando a teoria visco-plástica de fluxo isotrópico seguindo o critério de Rankine, considerando o suporte submetido a um estado de tensão tridimensional, sendo possível a determinação da resistência à tração do concreto projetado.

2.5 O COMPORTAMENTO DO MACIÇO

A escavação de um túnel causa modificações no estado de tensão *in situ* atuante no maciço, seja este constituído de rocha ou solo. Esta região perturbada pela escavação é geralmente denominada por “zona de influência”.

2.5.1 Mudança no estado de tensão

O estado de tensão final a qual uma escavação está submetida é a resultante do estado de tensão *in situ* somado às tensões induzidas, oriundas, por exemplo, do efeito da escavação. Como as tensões induzidas são diretamente correlatas ao estado de tensão inicial, a determinação do segundo é fundamental para qualquer análise de engenharia (BRADY E BROWN, 2004).

A resistência das rochas pode variar em relação ao tipo de formação da rocha de dúctil a frágil, e está relacionada com a tensão suportada pelo maciço rochoso. A resistência da rocha é um dos fatores que afetam as condições do maciço; no entanto, pode não ser a mais importante. Outros fatores, como a estrutura do maciço rochoso, apresentam indicativos dos tipos de falhas possíveis.

Avaliar a condição de equilíbrio da estrutura do maciço rochoso é fundamental para conseguir estabilizar a escavação. Os dois principais esforços que podem ser considerados atuantes no maciço rochoso são as tensões verticais e horizontais. A tensão vertical é

fortemente influenciada pela profundidade avaliada, já as tensões horizontais acontecem em parte devido à esfericidade da terra, podendo, em alguns casos, ser maior que a tensão vertical.

A tensão só pode ser redistribuída no interior do maciço rochoso, podendo ser comparada a um fluxo de água que percorre a face da escavação. As zonas de alívio de tensão resultam em desconfinamento do maciço, e podem causar instabilidade. A pressão atmosférica atua no interior de uma escavação subterrânea. A frente da escavação geralmente é a área com maior risco de instabilidade.

2.5.2 Solução analítica dos métodos de interação maciço revestimento

Considerando a abertura circular em um campo de tensão hidrostático com pressão uniforme, a curva de reação do maciço pode ser construída com base na solução elastoplástica. Será apresentada a solução analítica apresentada em Carranza-Torres e Fairhurst (1999), que consideram o critério de ruptura de Hoek e Brown proposto por Londe (1988). No critério de ruptura proposto por Hoek e Brown, as variáveis que caracterizam a resistência do maciço rochoso são a resistência à compressão uniaxial (σ_c), o parâmetro (m_i) da rocha intacta e os parâmetros (m_b) e (s) do maciço rochoso.

Para um material regido pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb, Duncan Fama (1993) apresenta solução considerando modelo elastoplástico perfeito, onde a tensão máxima é igual à tensão residual, ou seja, lei de fluxo não associada com dilatância considerada nula. Essa solução não será apresentada nesta dissertação, podendo ser consultado o trabalho citado.

- O método convergência confinamento solução analítica proposto por Carranza-Torres e Fairhurst (1999):
 - Curva de Reação do Maciço (GRC)

O ponto E da Curva de Reação do Maciço (GRC) (Figura 2.7) representa a transição do comportamento elástico para o comportamento plástico no maciço rochoso. Quando (p_i) é maior que (p_i^{cr}), o comportamento se mantém elástico; no entanto, quando (p_i) é maior que (p_i^{cr}), uma região plástica de raio (R_{pl}) se desenvolve ao redor do túnel. Na parte elástica, a seguinte relação entre os deslocamentos radiais e a pressão interna de suporte (seguimento OE da curva GRC) pode ser descrita pela equação:

$$u_r^{el} = \frac{p_0 - p_i}{2 \cdot G_{rm}} \cdot R \quad (2.42)$$

Onde G_{rm} é o módulo de cisalhamento do maciço rochoso.

Na parte plástica, o raio desenvolvido ao redor do túnel é dado pela equação (CARRANZA-TORRES e FAIRHURST, 2000):

$$R_{pl} = R \sqrt[2]{P_i^{cr} - \sqrt{P_i}} \quad (2.43)$$

$$P_i = \frac{p_i}{m_b \sigma_{ci}} + \frac{s}{m_b^2} \quad (2.44)$$

Onde P_i é a pressão interna normalizada (LONDE, 1988) e P_i^{cr} é o valor correspondente a p_i^{cr} .

Quanto à parte elástica da curva (segmento EM da curva GRC), é necessário conhecer a lei de fluxo do material, que permite estabelecer, entre outras coisas, uma relação entre as deformações plásticas que produzem distorções e a variação de volume. A magnitude da variação de volume é definida pelo ângulo de dilataância, denominado pela letra (ψ). Quando ($\psi = 0^\circ$), assume-se que o material não tem variação volumétrica durante a deformação plástica; no entanto, quando ($\psi > 0^\circ$), irá ocorrer um aumento do volume durante a deformação plástica. Geralmente, para escavações subterrâneas, esta relação é considerada linear. Assim o coeficiente de dilatação K_ψ é descrito pela equação:

$$K_\psi = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} \quad (2.45)$$

Carranza-Torres e Fairhurst (2000) definem a parte plástica da curva GCR por:

$$\begin{aligned} \frac{u_r^{pl}}{R} \cdot \frac{2G_{rm}}{\sigma_0 - P_i^{cr}} = & \frac{K_\psi - 1}{K_\psi + 1} + \frac{2}{K_\psi + 1} \cdot \left(\frac{R_{pl}}{R}\right)^{K_\psi + 1} + \frac{1 - 2\nu}{4(S_0 - P_i^{cr})} \cdot \left[\ln\left(\frac{R_{pl}}{R}\right)\right]^2 \\ & - \left[\frac{(1 - 2\nu) \cdot \sqrt{P_i^{cr}}}{K_\psi + 1} \cdot (S_0 - P_i^{cr})\right] \\ & + \left[\frac{(1 - \nu) \cdot K_\psi - 1}{2} \cdot \frac{1}{(K_\psi + 1)^2} \cdot \frac{1}{S_0 - P_i^{cr}}\right] \\ & \cdot \left\{ \left[(K_\psi + 1) \cdot \ln\left(\frac{R_{pl}}{R}\right) \right] - \left[\left(\frac{R_{pl}}{R}\right)^{K_\psi + 1} + 1 \right] \right\} \end{aligned} \quad (2.46)$$

Onde u_r^{pl} é o deslocamento radial na fase plástica; ν é o coeficiente de Poisson (JAEGER e COOK, 1979); S_0 é a tensão *in situ* normalizada (LONDE, 1988), definida por:

$$S_0 = \frac{\sigma_0}{m_b \sigma_{ci}} + \frac{s}{m_b^2} \quad (2.47)$$

Hoek (2000) adota ($\psi = 0^\circ$) para rochas brandas. Dessa forma, na equação simplificada substituindo ($K\psi = 1$), temos:

$$\frac{u_r^{pl}}{R} \cdot \frac{2G_{rm}}{\sigma_0 - P_i^{cr}} = \left[\left(\frac{1-2\nu}{2} \cdot \frac{\sqrt{P_i^{cr}}}{(S_0 - P_i^{cr})} \right) + 1 \right] \cdot \left(\frac{R_{pl}}{R} \right)^2 + \left[\frac{1-2\nu}{4(S_0 - P_i^{cr})} \right] \cdot \left[\ln \left(\frac{R_{pl}}{R} \right) \right]^2 - \left[\left(\frac{1-2\nu}{2} \cdot \frac{\sqrt{P_i^{cr}}}{(S_0 - P_i^{cr})} \right) \cdot 2 \ln \left(\frac{R_{pl}}{R} \right) + 1 \right] \quad (2.48)$$

– Curva de Reação do Suporte (SCC)

O segmento (KR) representa a parte elástica da curva característica do suporte (Figura 2.7). A relação elástica entre a tensão aplicada e a convergência resultante (u_r) para uma seção de suporte de comprimento unitário pode ser descrita pela equação:

$$p_s = K_s \cdot u_r \quad (2.49)$$

Onde K_s é a rigidez da elástica expressa em MPa/m.

Já o segmento horizontal representa a parte plástica da curva SCC, que tem início no ponto (R), onde é definida a capacidade máxima que o suporte suporta (p_{smax}) antes do colapso.

Carranza-Torres e Fairhurst (2000) descrevem as equações necessárias para o cálculo da capacidade máxima do suporte e da rigidez elástica para os três principais sistemas de suporte (concreto projetado e anéis de concreto; cambotas metálicas; tirantes e cabos ancorados). No entanto, nesta dissertação, serão descritas apenas as equações para o sistema em concreto projetado e anéis de concreto (Figura 2.23).

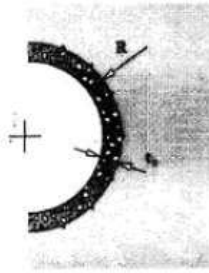


Figura 2.23 – Representação esquemática das seções: anel de concreto ou concreto projetado, (modificado de BRADY e BROWN, 2004).

Considerando o anel fechado de concreto ou o concreto projetado, a máxima capacidade de suporte e a sua rigidez elástica são descritas por:

$$p_s^{max} = \frac{\sigma_{cc}}{2} \cdot \left[1 - \frac{(R - t_c)^2}{R^2} \right] \quad (2.50)$$

$$K_s = \frac{E_c}{(1 - \nu_c) \cdot R} \cdot \frac{R^2 - (R - t_c)^2}{(1 - 2\nu_c) \cdot R^2 + (R - t_c)^2} \quad (2.51)$$

Onde σ_{cc} é a resistência à compressão simples do concreto em MPa; E_c é o módulo de Young do concreto em MPa; ν é o coeficiente de Poisson do concreto; t_c é a espessura do anel e R é o raio externo do suporte ou raio do túnel em metros.

– Perfil de Deformação Longitudinal (LDP)

O ponto K (Figura 2.7) projetado no perfil de deformação longitudinal indica quando o suporte começa a interagir com o maciço rochoso. O perfil dos deslocamentos radiais ao longo do eixo do túnel pode ser determinado a partir de modelos numéricos, assumindo que o maciço está submetido a um campo de tensão uniforme, o túnel tem raio (R) e está sem suporte (Figura 2.24).

Considerando a distância (x) da face, o deslocamento radial é representado por (u_r). No caso de uma distância (x) suficientemente grande, o deslocamento radial alcança o máximo valor (u_{rM}). Para distância (x) a frente da face (x negativo), o deslocamento radial decresce tendendo a zero a uma distância finita à frente da face. A Figura 2.24 (b) representa a relação aplicada a valores positivos de (x), sendo que o eixo horizontal representa a razão (x/R) e o eixo vertical representa a razão (u_r/u_{rM}).

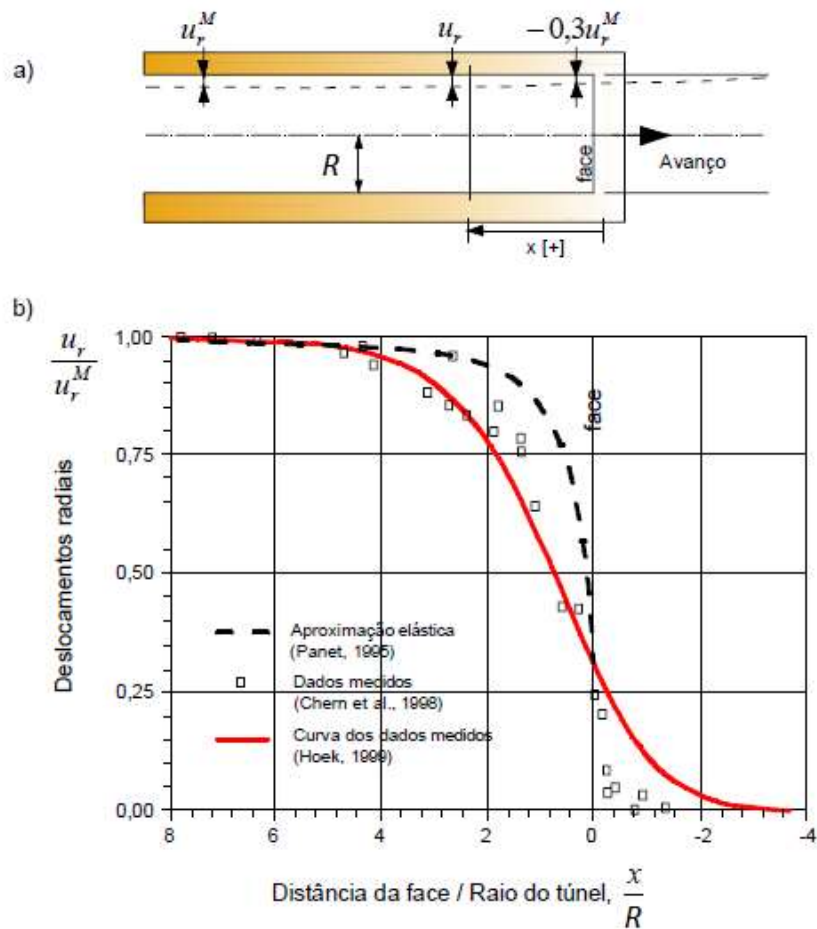


Figura 2.24 – a) Perfil de deslocamento radiais de um túnel sem suporte nas proximidades da face de escavação; b) Perfil de deformação derivado de modelos elásticos (PANET, 1995) linha tracejada; dados medidos em um túnel (CHERN *et al.*, 1998), (modificado de CARRANZA-TORRES E FAIRHURST, 2000).

Panet (1995), adotando modelo elástico, sugere que a relação entre os deslocamentos radiais e a distância à face pode ser descrita por:

$$\frac{u_r}{u_r^M} = 0,25 + 0,75 \cdot \left\{ 1 - \left[\frac{0,75}{\left(0,75 + \frac{x}{R}\right)} \right]^2 \right\} \quad (2.52)$$

Hoek (1999), com base em ajustes de curvas aos dados medidos por Chern *et al.* (1998), sugeriu a seguinte relação empírica entre deslocamento radial e distância da face:

$$\frac{u_r}{u_r^M} = \left[1 + e^{\left(\frac{-x/R}{1,10}\right)} \right]^{-1,7} \quad (2.53)$$

Hoek *et al.* (2008) afirma que, quando a zona plástica ao redor do túnel excede mais de dois raios do túnel e/ou se a face interage com o desenvolvimento da zona de escavação ao redor do túnel, esta solução pode não ser adequada.

Com base na Figura 2.24(b), o deslocamento radial máximo ocorre a aproximadamente 8 raios da escavação atrás da face do túnel, e que a deformação radial é zero a aproximadamente 4 raios à frente da face. Na posição da face, o deslocamento radial é aproximadamente 30% do valor máximo. Na aproximação elástica, definida pela equação de Panet (1995), os valores dos deslocamentos radiais são maiores, quando comparados à relação proposta por Hoek (1999); assim, o carregamento final transmitido ao suporte pode ser menor do que o atuante, podendo ser subdimensionado o suporte.

- Limites de aplicação do método de convergência-confinamento

As principais hipóteses e limitações do método são:

- Campo de tensão hidrostático perpendicular ao eixo longitudinal do túnel de magnitude constante.
- Seção escavação circular de raio (R).

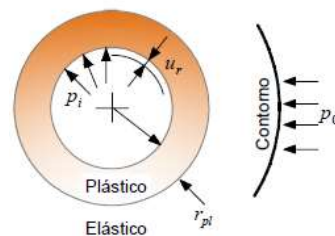


Figura 2.25 – Campo de tensão hidrostático, com seção circular de raio R.

- Estimação das tensões *in situ*

As tensões principais atuantes na escavação irão depender do histórico geológico de formação. Hoek e Brown (1980) realizaram ensaios de medidas de tensões verticais (σ_z) considerando diferentes profundidades (z) para diversas regiões do mundo (Figura 2.26).

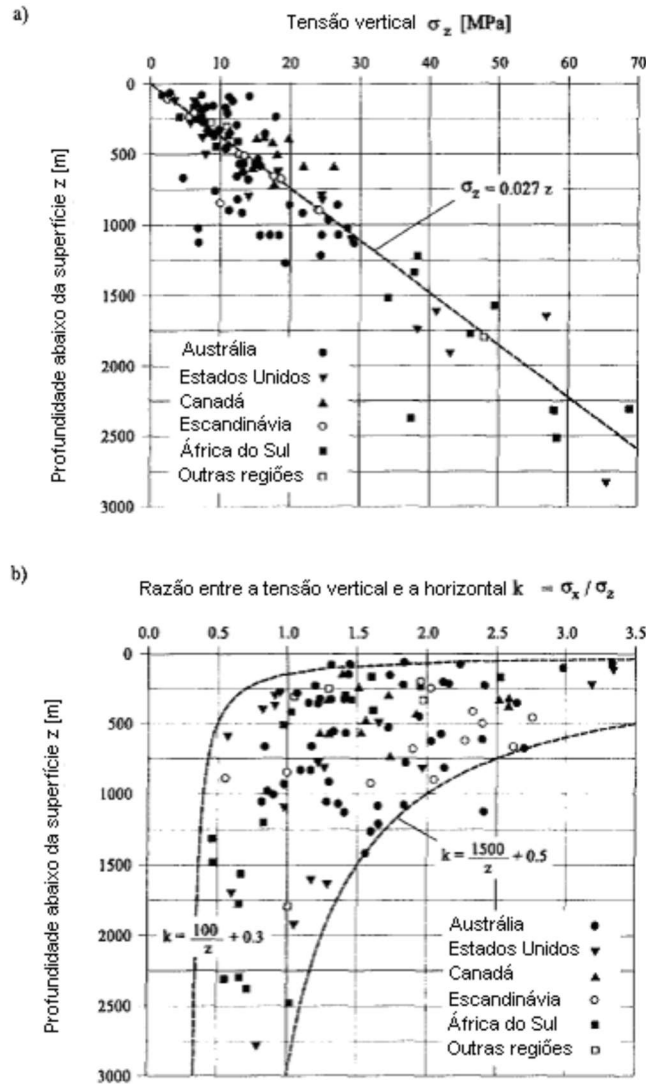


Figura 2.26 – a) Valores medidos de tensões verticais σ_z em função da profundidade z em diferentes regiões do mundo; b) Valores correspondentes da razão entre as tensões horizontais e verticais K (adaptado de HOEK e BROWN, 1980).

A Figura 2.26(a) apresenta a regressão linear dos dados coletados nos ensaios, descrita pela equação:

$$\sigma_z = 0,027 \cdot z \quad (2.54)$$

Onde σ_z é expressa em MPa e z em metros, a constante 0,027 sugere que o peso específico médio das rochas nos locais onde os ensaios foram realizados é de $0,027 \text{ MN/m}^3$ (assumindo que a uma profundidade z atua na pressão litostática).

O coeficiente (K) é definido pela razão entre a tensão horizontal e vertical, descrito pela equação:

$$K = \frac{\sigma_x}{\sigma_z} \quad (2.55)$$

Onde σ_x é a tensão horizontal e σ_z é a tensão vertical, expressas em MPa.

Assim a Figura 2.26(b) sugere que as tensões principais atuantes são diferentes, e que as tensões verticais irão variar com a profundidade de acordo com o gradiente litostático. Se a seção transversal do túnel for pequena quando comparada com a profundidade, as tensões horizontais e verticais atuantes podem ser consideradas constantes em toda a seção do túnel e consideradas tensões principais (HOEK e BROWN, 1980).

A tensão média também pode ser utilizada para caracterizar um estado plano de tensões *in situ* não uniforme, conforme a equação:

$$\sigma_0 = \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} \quad (2.56)$$

Onde σ_0 é a tensão média, medida em MPa.

O método de convergência confinamento assume que o estado de tensão atuante *in situ* é hidrostático e de magnitude constante. Assim as tensões principais e a tensão média são iguais, e o coeficiente K é igual a 1.

Detournay e Fairhurst (1987) investigaram a influência de um campo de tensão não hidrostático para um túnel de seção circular em rocha, utilizando o critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Considerando que a abertura de seção circular está submetida a uma pressão interna uniforme e a tensões horizontais e verticais, a Figura 2.27(a) representa a situação em que tensão horizontal é maior que a tensão vertical ($\sigma_x > \sigma_z$); para a situação em que a tensão horizontal é menor que a tensão vertical ($\sigma_x < \sigma_z$), a situação é análoga, devendo ser considerada a rotação dos eixos em 90°.

O critério de Mohr-Coulomb, adotado por Detournay e Fairhurst (1987), é dado por:

$$\sigma_1 = K_p \sigma_3 + \sigma_{ci} \quad (2.57)$$

Onde σ_{ci} é a resistência à compressão simples da rocha intacta e K_p é o coeficiente de empuxo passivo, que pode ser determinado a partir do ângulo de atrito ϕ da rocha intacta.

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (2.58)$$

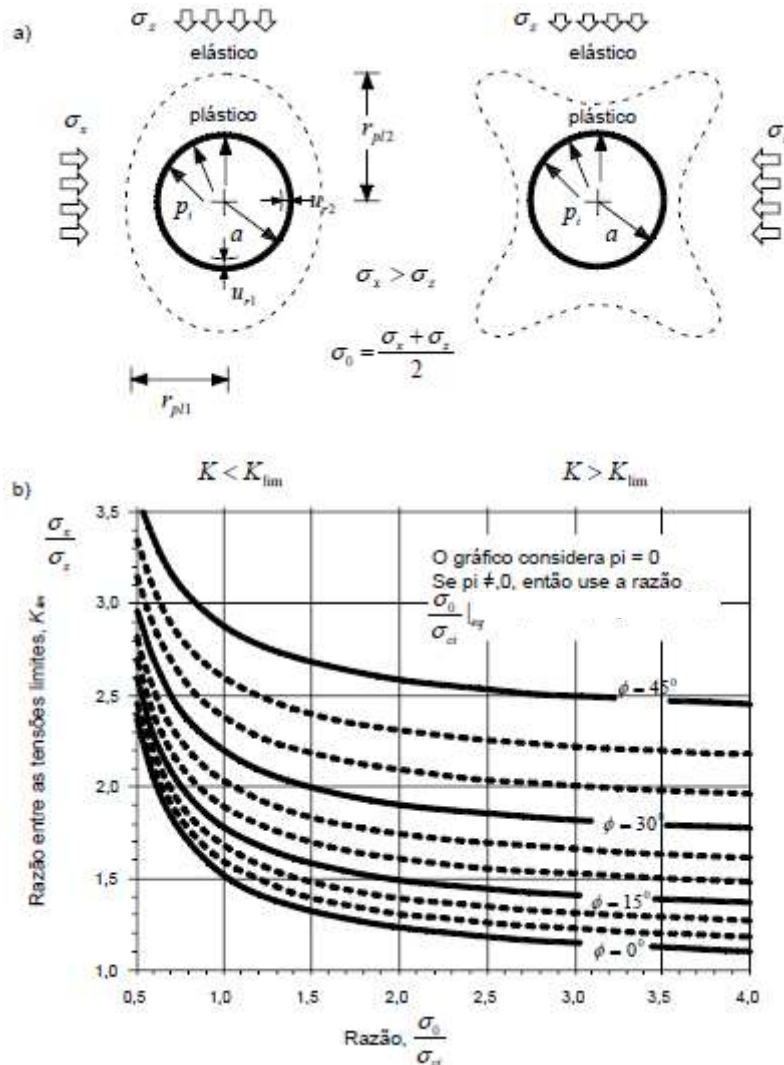


Figura 2.27 – a) Abertura circular em um material de Mohr-Coulomb sujeito a uma pressão interna uniforme e um campo de tensões não uniforme. b) Valores limites das razões entre tensões verticais e horizontais (K_{lim}) em função da razão (σ_0/σ_{ci}) e do ângulo de atrito (ϕ). Para ($K < K_{lim}$) o problema é estaticamente determinado e os valores médios da extensão de ruptura e convergência das paredes são comparáveis aos obtidos em carregamento uniforme (σ_0 e $K = 1$) (modificado de DETOURNAY e FAIRHURST, 1987).

Detournay e Fairhurst (1987) representam a forma da zona plástica no entorno da escavação, em elipse, ou em formato de “borboleta” (Figura 2.27a). O coeficiente (K_{lim}) é determinado a partir de valores do ângulo de atrito (ϕ) e da razão entre tensões médias e resistência à compressão simples (σ_0/σ_{ci}) (Figura 2.27b), assumindo que a abertura é não suportada.

O problema é estaticamente determinado quando valor (K) é menor que o valor (K_{lim}). Os autores afirmam que o campo de tensão pode ser comparado a um campo de tensão hidrostático, se o raio médio (r_{pl}) da zona plástica ao redor do túnel e a convergência média (u_r) para o teto e paredes da escavação, cumprirem as equações:

$$r_{pl} \cong 0,5(r_{pl1} + r_{pl2}) \quad (2.59)$$

$$u_r \cong 0,5(u_{r1} + u_{r2}) \quad (2.60)$$

Onde r_{pl} é o raio da zona plástica para um campo de tensão hidrostático; (R_{pl1} e R_{pl2}) são as extensões dos semieixos da zona plástica elíptica para um campo de tensão não hidrostático (segundo as direções das tensões principais); (u_r) é a convergência para um campo de tensão hidrostático; (u_{r1} e u_{r2}) são a convergência para um campo de tensão não hidrostático (segundo as direções das tensões principais).

Quando o valor do coeficiente (K) é maior que o valor (K_{lim}), o problema é estaticamente indeterminado e a zona plástica se desenvolve em forma de “borboleta” (Figura 2.27a). Para esta situação, as tensões não podem ser admitidas como tensões hidrostáticas, pois a extensão da zona plástica da convergência sofrida é claramente não uniforme.

Para a situação em que atua uma pressão interna uniforme na abertura da escavação, o valor de (K_{lim}) é obtido pela razão equivalente entre pressão e a resistência à compressão, conforme equação proposta por Detournay e St. John, em 1988.

$$\frac{\sigma_0}{\sigma_{ci}} I_{eq} = \frac{\frac{\sigma_0}{\sigma_{ci}} \cdot \left[1 - \left(\frac{P_i}{\sigma_0}\right)\right]}{\frac{P_i}{\sigma_0} \cdot \left[\frac{\sigma_0}{\sigma_{ci}} (K_p - 1)\right] + 1} \quad (2.61)$$

Para o caso em que o coeficiente (K) é menor que (K_{lim}), o método de convergência-confinamento fornece uma estimativa razoável da forma da zona plástica (elíptica) e dos deslocamentos esperados ao redor da abertura, mesmo que o campo tensão atuante não seja uniforme. Quando o valor de (K) for maior que (K_{lim}), a forma da zona plástica (borboleta) e dos deslocamentos ao redor do túnel será muito variável para utilizar o método. Para este último caso, deverão ser utilizadas no projeto análise numérica, (CARRANZA-TORRES e FAIRHURST, 2000).

Para o caso de túneis escavados em materiais que satisfazem o critério de ruptura de Hoek-Brown, submetidos a um campo de tensão não hidrostático, uma indicação da forma esperada da zona plástica pode ser obtida a partir de uma análise elástica. Carranza-Torres e Fairhurst (2000) variaram os valores da razão entre as tensões horizontais/verticais (K) para uma abertura circular e determinaram a forma da zona de potencial ruptura por meio da solução elástica de *Kirsch*. Admitiram que a forma dessa zona de potencial ruptura seja aproximadamente igual à da zona plástica (Figura 2.28).

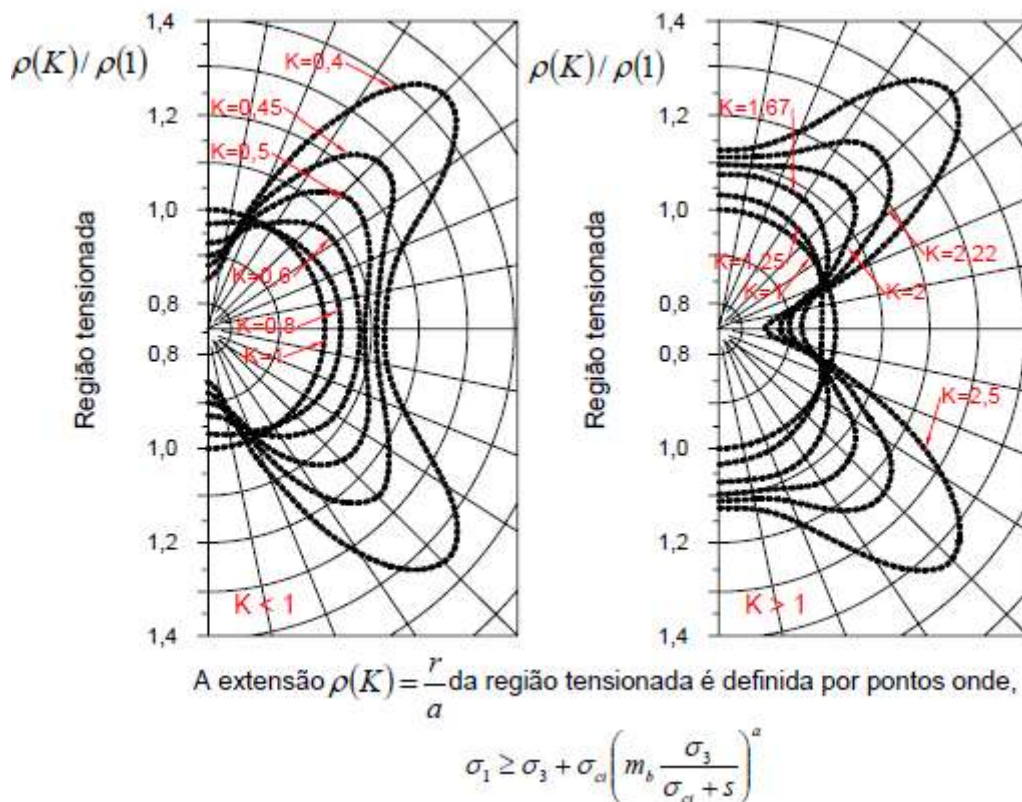


Figura 2.28 – a) Diagramas indicando a extensão das regiões de potencial plastificação computadas a partir de análises elásticas de uma abertura circular sujeita a carregamento não hidrostático; os desenhos são válidos para razões $m_b \cdot \sigma_c / \sigma_0 = 4,8$ e $s/m_b^2 m = 4 \times 10^{-4}$ (CARRANZA-TORRES e FAIRHURST, 2000).

Carranza-Torres & Fairhurst (2000) afirmam que quando a região potencial de ruptura possui uma forma de borboleta, o método de confinamento-convergência não deve ser aplicado. Nesses casos, as análises elásticas de interação rocha-suporte propostas por Einstein e Schwartz (1979) e Matsumoto e Nishioka (1991) são mais indicadas. Recomendando, ainda, sempre que possível, a comparação entre os resultados obtidos nas

análises elásticas e modelos numéricos elastoplásticos, que levam em consideração os ajustes de tensões e deformações decorrentes da formação da zona plástica.

- O método de análise simplificado proposto por Schwartz e Einstein (1980)

Einstein e Schwartz propuseram, em 1979, uma solução que leva em consideração a relação entre a rigidez do suporte, a rigidez do maciço e o estado de tensão *in situ*. Considerando a escavação desenvolvida pelo método NATM, que não considera aplicação de pressão interna a escavação, os autores definiram dois coeficientes adimensionais. O primeiro, chamado coeficiente de compressibilidade, estabelece uma medida da rigidez relativa à compressão do suporte em relação ao maciço; e o segundo, chamado de coeficiente de flexibilidade, estabelece uma medida relativa à flexão do suporte. Schwartz e Einstein, em 1980, apresentam fatores de correção para considerar o atraso da instalação do revestimento do túnel e a plastificação do maciço.

As principais hipóteses e limitações do método Schwartz e Einstein (1980 *apud* GOMES, 2006) do método são:

- O túnel deve ser de seção circular e profundo (profundidade equivalente a dois diâmetros é suficiente para atender a esse requisito).
- O maciço será considerado como meio contínuo, homogêneo e isotrópico.
- Não são consideradas condições transientes para o maciço e o suporte.
- Regime de comportamento elástico, perfeitamente plástico para a representação do maciço.
- A estrutura de suporte deverá ser em anel fechado e material de comportamento elástico linear.
- O túnel deverá ser escavado em seção plena, sem parcialização, e pressão atmosférica atuante na face.
- O efeito da pressão de água não é avaliado; dessa maneira, não é considerada a transferência de carga.
- O método não é indicado para situações em que é necessária a utilização de tirantes, chumbadores, cambotas metálicas sem arco invertido e túneis múltiplos.

Os parâmetros de entrada são:

- E, ν Módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson do maciço.
- E_s, ν_s Módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson do suporte.
- A_s Área da seção transversal do suporte por unidade de comprimento longitudinal do túnel.
- I_s Momento de inércia da área acima referida em relação a seu eixo central principal de inércia.
- R Raio da escavação.
- P Pressão atuante.
- K Coeficiente de empuxo lateral do maciço.

A solução assume a condição de estado plano de deformação e comportamento elástico linear do maciço e do suporte (Figura 2.29).

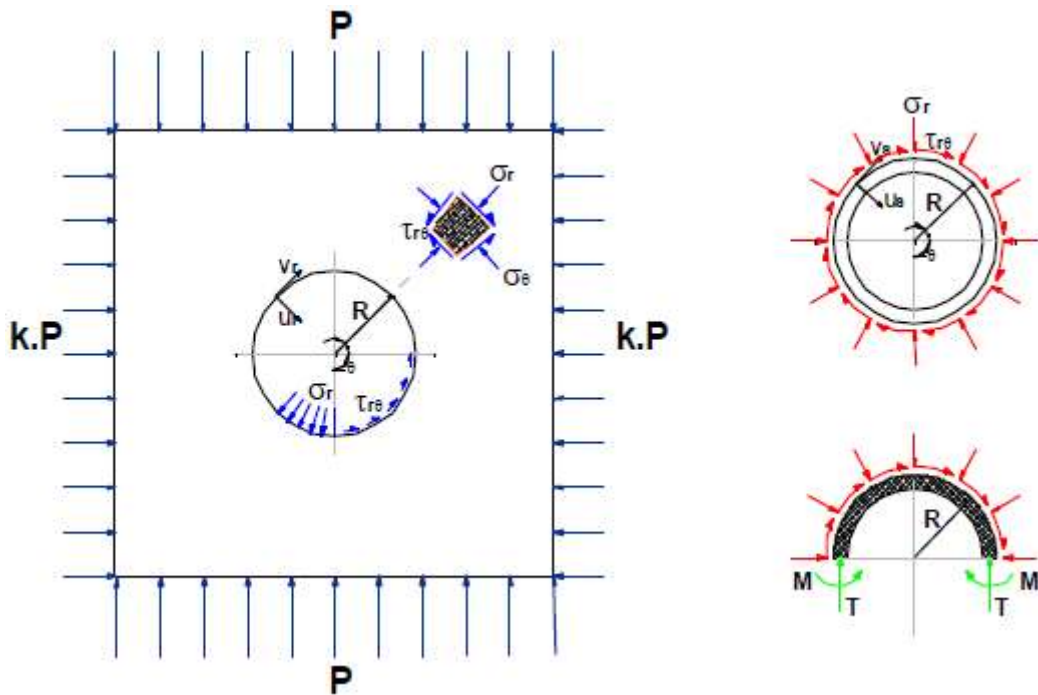


Figura 2.29 – Convenção de sinais adotada (modificado de GOMES, 2006).

O método Schwartz e Einstein (1980) considera a rigidez relativa para obter os esforços solicitantes normal e momento fletor atuantes no suporte. Não é considerado o esforço cisalhante; é adotado como premissa o deslizamento total do maciço.

$$\frac{T}{P \cdot R} = \frac{1}{2} \cdot (1 + K) \cdot (1 - a_0^*) + \frac{1}{2} \cdot (1 - K) \cdot (1 - 2a_2^*) \cdot \cos 2\theta \quad (2.62)$$

$$\frac{M}{P \cdot R^2} = \frac{1}{2} \cdot (1 - K) \cdot (1 - 2a_2^*) \cdot \cos 2\theta \quad (2.63)$$

$$a_0^* = \frac{C^* \cdot F^* \cdot (1 - \nu)}{C^* + F^* + C^* \cdot F^* \cdot (1 - \nu)} \quad (2.64)$$

$$a_2^* = \frac{(6 + F^*) \cdot (1 - \nu)}{2F^* \cdot (1 - \nu) + 6 \cdot (5 - 6\nu)} \quad (2.65)$$

Onde T esforços solicitantes normal e M momento fletor atuantes no suporte.

C^* é o coeficiente adimensional de compressibilidade, estabelece a rigidez relativa à compressão do suporte em relação ao maciço, sendo:

$$C^* = \frac{ER \cdot (1 - \nu_s^2)}{E_s A_s \cdot (1 - \nu^2)} \quad (2.66)$$

F^* é o coeficiente adimensional de flexibilidade, estabelece a rigidez relativa à flexão do suporte em relação ao maciço, sendo:

$$F^* = \frac{ER^3 \cdot (1 - \nu_s^2)}{E_s l_s \cdot (1 - \nu^2)} \quad (2.67)$$

Onde $E_s A_s$ é a rigidez normal do suporte; $E_s l_s$ é a rigidez à flexão do suporte; ν e ν_s são respectivamente os coeficientes de Poisson do maciço e do suporte; K_0^* é o coeficiente de empuxo ao repouso; R é o raio do túnel.

As equações descritas acima foram obtidas para o estado plano de tensão e não consideram o efeito do atraso da instalação do suporte desconsiderando a redução no carregamento. A redução no carregamento, devido ao atraso na instalação do suporte, foi determinada por análise numérica, assumindo um comportamento elástico linear para o maciço e o suporte.

$$\lambda_d = \frac{T'}{T} \quad (2.68)$$

$$\lambda_d = \frac{M'}{M} \quad (2.69)$$

Onde T e M são os esforços no suporte obtidos a partir da solução por deformação plana com rigidez relativa; T' e M' são os esforços reduzidos no suporte devido ao efeito de atraso para instalação do suporte.

Schwartz e Einstein (1980) definem (λ_d) , correlacionando o atraso da escavação com o comprimento de atraso normalizado do suporte (L_d/R) , a partir da análise axissimétrica por elementos finitos. Para a análise, o autor considera os valores 0,25; 0,75 e 1,25 para (L_d/R) e correlaciona com os valores de (λ_d) por meio de regressão linear, representada na equação:

$$\lambda_d = 0,982 - 0,571 \cdot \frac{L_d}{R} \quad (2.70)$$

Com $0 \leq \lambda_d \leq 1$, quando λ_d é igual a zero, representa o efeito de a abertura não ser revestida ou ter um grande atraso na instalação do revestimento; quando λ_d é igual a 1, representa a instalação do suporte simultaneamente à abertura da escavação.

Para quantificar o fenômeno da plastificação do maciço no entorno da escavação, é preciso entender o comportamento do maciço diante do seu desconfinamento próximo da abertura. A partir do estado de tensões iniciais, o maciço sofre deformação elástica; à medida que as tensões aumentam, a deformação atinge o limite de deformação plástica. E, a partir de então, as deformações plásticas irão se desenvolver até atingir a ruptura.

A pressão de equilíbrio do suporte em um maciço plástico deve satisfazer a equação:

$$f_g(P) - f_s(P) - f_d(\lambda_d) = 0 \quad (2.71)$$

Os termos da equação representam, respectivamente, a curva característica do maciço $f_g(P)$ e a curva característica do suporte $f_s(P)$; e $f_d(\lambda_d)$ representa o atraso da instalação do suporte (Figura 2.30).

O fator devido à plastificação (λ_y) representa a função de resistência do maciço e depende indiretamente do atraso do suporte e da rigidez relativa do suporte. Para obter o valor de (λ_y) , é necessário que a equação (2.44) seja resolvida em duas etapas: a primeira etapa considera o maciço com comportamento elástico, e a segunda etapa considera o maciço

com comportamento plástico. Dessa forma, obtêm-se os pontos de equilíbrio elástico e plástico e suas pressões correspondentes (P_S' ; P_S^*), como observado na Figura 2.30.

Dessa forma, o fator de plastificação é obtido pela equação:

$$\lambda_y = \frac{P_S^*}{P_S'} = \frac{P_S^*}{\lambda_d P_S'} \quad (2.72)$$

Assim, os esforços solicitantes normais e momento fletor, finais do projeto, considerando o efeito devido à plastificação do maciço, são obtidos pelas equações:

$$T^* = \lambda_y \cdot \lambda_d \cdot T \quad (2.73)$$

$$M^* = \lambda_y \cdot \lambda_d \cdot M \quad (2.74)$$

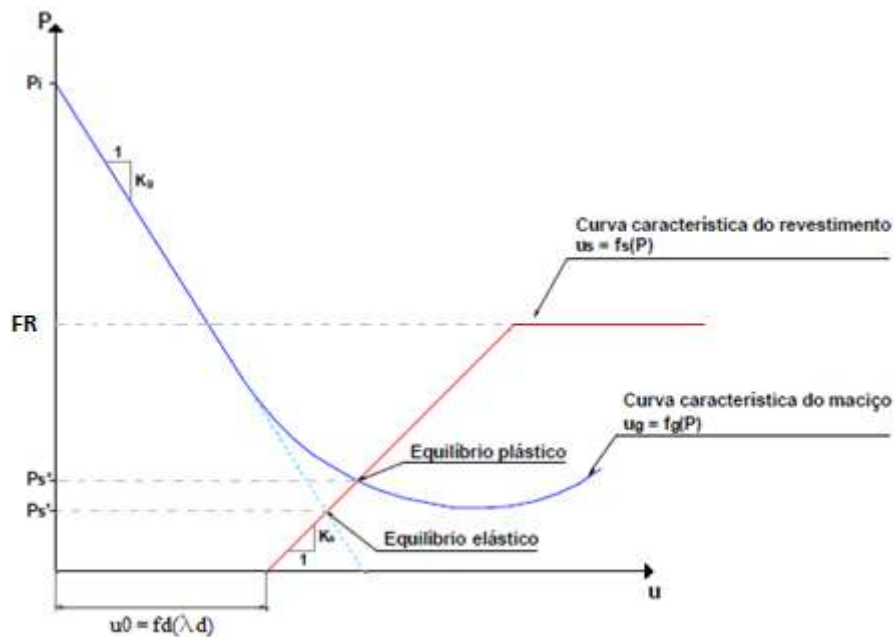


Figura 2.30 – Representação gráfica da equação (2.44), (modificado de GOMES, 2006).

O método Schwartz e Einstein (1980) estabelece, dessa forma, os valores para os esforços normais e os momentos fletores atuantes no suporte. No entanto, como dito anteriormente, o método não considera as propriedades mecânicas do suporte variáveis com o tempo. Por esse motivo, não é apropriado o uso desta solução para suporte em concreto projetado, a não ser que sejam consideradas como constantes as propriedades do suporte.

Chang (1994) propõe um modelo em que considera o suporte em concreto projetado como um material elástico com rigidez crescente ao longo do tempo. O autor divide o método em quatro passos fundamentais. O primeiro passo consiste em adotar ou determinar a velocidade de avanço da escavação. No passo seguinte, segundo passo, determina-se a pressão fictícia devida ao efeito de suporte da face em função da posição da seção de análise em relação à face do túnel. No terceiro passo, determina-se o acréscimo de pressão no revestimento, sendo a pressão total a soma dos acréscimos de pressão. No quarto e último passo, obtém-se o fator de segurança para o suporte, determinado pela comparação entre a tensão de compressão atuante no suporte e a resistência à compressão do concreto projetado para cada etapa do processo de escavação.

- Validade de aplicação do método confinamento–convergência

A definição da seção do túnel depende em especial do uso, podendo ser variável a sua forma, tanto em altura quanto em largura. A suposição de seção circular do túnel em combinação como campo de tensão hidrostático garante que os deslocamentos ao redor do túnel não dependem de sua posição angular. No entanto, para casos em que a seção do túnel não é circular, e o campo de tensão não hidrostático os carregamentos não serão uniformes, induzindo momentos fletores nos suportes.

Carranza-Torres & Fairhurst (2000) afirmam que o método de confinamento–convergência ainda pode ser aplicado, dentro de certos limites, permitindo uma primeira estimativa da extensão da zona plástica e da convergência resultante nas paredes. Dessa forma, a geometria não circular deve ser comparada com uma seção circular “equivalente”, onde o raio é a média das dimensões máximas e mínimas da seção.

Os autores recomendam também que sejam observadas as limitações de aplicação do método de convergência–confinamento, e ressaltam a validade e a limitação para a situação em que o critério de ruptura de Hoek e Brown é aplicado. Quando o comportamento mecânico do maciço rochoso for anisotrópico, o critério de Hoek e Brown pode levar a resultados errôneos, devendo ser utilizados modelos elastoplásticos não isotrópicos de juntas ubíquas. No caso em que o maciço rochoso pode ser considerado como isotrópico e o critério de Hoek e Brown possa ser aplicado com confiança, o método de convergência–confinamento pode ser utilizado para obter uma estimativa da magnitude dos carregamentos transmitidos aos suportes.

O método de convergência–confinamento é uma ferramenta útil para projetos de túneis, em especial para compreender a complexidade dos problemas envolvidos nas transferências de carga entre o maciço rochoso e o suporte e nas vizinhanças da face de avanço (CARRANZA-TORRES & FAIRHURST, 2000).

- Fator de segurança

O cálculo do fator de segurança segue a abordagem clássica de equilíbrio limite utilizada em projetos de estruturas de engenharia, que considera a razão entre a capacidade resistente do elemento e a solicitação imposta.

$$FS = \frac{FR}{PS} \quad (2.75)$$

Onde FS é o fator de segurança; FR é a capacidade resistente; PS é a solicitação imposta.

Quando $FS < 1$, é considerada falha no projeto. O projeto é considerado adequado quando satisfaz as condições de segurança estabelecidas, multiplicando por a um coeficiente de segurança maior que 1.

No método confinamento–convergência, Carranza-Torres e Fairhurst (2000) sugerem que o (FS) é dado pela razão das ordenadas dos pontos (R) e (D), Figura 2.7, isto é ($FS = R/D$), onde o numerador representa capacidade máxima do suporte; e o denominador, a carga final sobre o mesmo, dado pela interseção (D) da curva característica do maciço e da curva característica do suporte, fator calculado a partir da deformação.

3 CAPÍTULO – A MINA CUIABÁ

Para conhecer um pouco mais sobre a área de estudo, foram compilados os dados de caracterização geológica e resultados apresentados nos trabalhos de Barbosa (2008), Cota (2011), Trópia (2013), Padula (2016) e Pereira (2016).

A mina Cuiabá está localizada no estado de Minas Gerais, na via MG-262, entre as cidades de Sabará e Caeté. A atividade mineira na mina Cuiabá teve início nos anos de 1740, por garimpeiros que lavraram parte dos seus depósitos auríferos superficiais (LIBBY, 1987). No ano de 1877, a mina foi comprada pela empresa Saint John Del Rey Mining com o objetivo de expandir sua atuação no campo da produção de ouro. No entanto, devido a diretrizes gerenciais internas e fatores externos, a mina operou de maneira intermitente até o ano de 1975, quando foi associada à empresa sul-africana Anglo American (MINERAÇÃO MORRO VELHO, 1996).

Contando com a experiência e o capital vultoso aplicados pela empresa Anglo American à mina Cuiabá, a partir do ano de 1977, passou por uma reavaliação geológica, favorecendo a ampliação das operações e, no ano de 1985, a empresa deu início à extração do minério de ouro em escala industrial (MINERAÇÃO MORRO VELHO, 1996).

No ano de 1999, a mina Cuiabá passou a pertencer à holding AngloGold. No ano de 2004, após a fusão entre as empresas AngloGold e a Ashanti Goldfields, houve a alteração do nome para AngloGold Ashanti. No ano de 2007, a mina Cuiabá implementou novos processos para expansão de suas atividades adequando seu comissionamento.

3.1 ASPECTOS OPERACIONAIS

A seção esquemática longitudinal da mina Cuiabá (Figura 3.2) mostra o desenvolvimento próximo à profundidade de 1250m em relação à superfície.

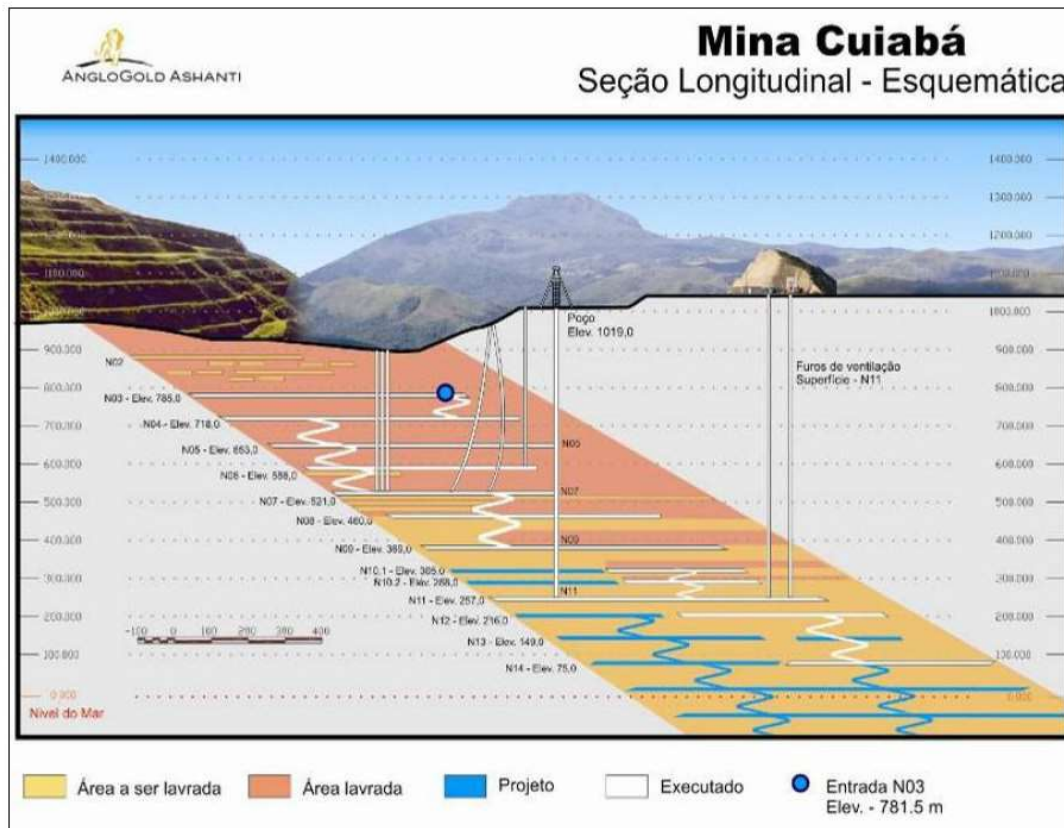


Figura 3.1 – Seção esquemática longitudinal da mina Cuiabá, (ANGLOGOLD ASHANTI, atualizada em outubro de 2015).

O acesso à mina acontece por um poço vertical que parte da superfície até o nível 11 (elevação 840m), ou por rampas com inclinação média de 8° a 10°. A entrada da rampa está na cota 781, m correspondente ao nível 3, na encosta do vale próxima ao leito do ribeirão Sabará.

A mina opera com realces com altura vertical de 66m até o nível 9, entre os níveis 9 e 11 com altura de 44m, a partir do nível 11 altura de 33m no corpo Fonte Grande Sul e painel de 66m no corpo Serrotinho. Até o ano de 2012, predominava a prática de lavra de corte e aterro, atualmente a metodologia aplicada para a lavra é por subníveis ou *sublevel stopping*.

3.2 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA

A mina Cuiabá localiza-se na porção noroeste do Quadrilátero Ferrífero e está encaixada em rochas metavulcânicas e metassedimentares da base *Greenstone Belt* Rio das Velhas. A sua mineralização está associada a Formação Ferrífera Bandada (BIF) com sulfetos que está inserida em sequência máfica, de idade arqueana, do Grupo Nova Lima, Supergrupo Rio das Velhas. As rochas máficas encaixantes de mineralizações auríferas estão largamente modificadas pela percolação de fluidos hidrotermais gerando zonas concêntricas denominadas de fora para dentro, segundo Vieira e Oliveira (1998) (*apud* COTA, 2011).

A estrutura geral da mina é condicionada por uma grande dobra tubular anticlinal com flanco norte invertido, forma cônica e eixo inclinado para sudeste, conforme apresentado na Figura 3.3. Os corpos mineralizados lavrados atualmente na mina Cuiabá são denominados Balancão, Galinheiro, Fonte Grande Sul e Serrotinho.



Figura 3.2 – Divisão dos corpos mineralizados da mina Cuiabá no seu nível 3 (modificado de RIBEIRO-RODRIGUES *et al.*, 2007).

3.2.1 Litoestratigrafia

A Figura 3.4 mostra de maneira esquemática a formação estatigráfica descrita a seguir.

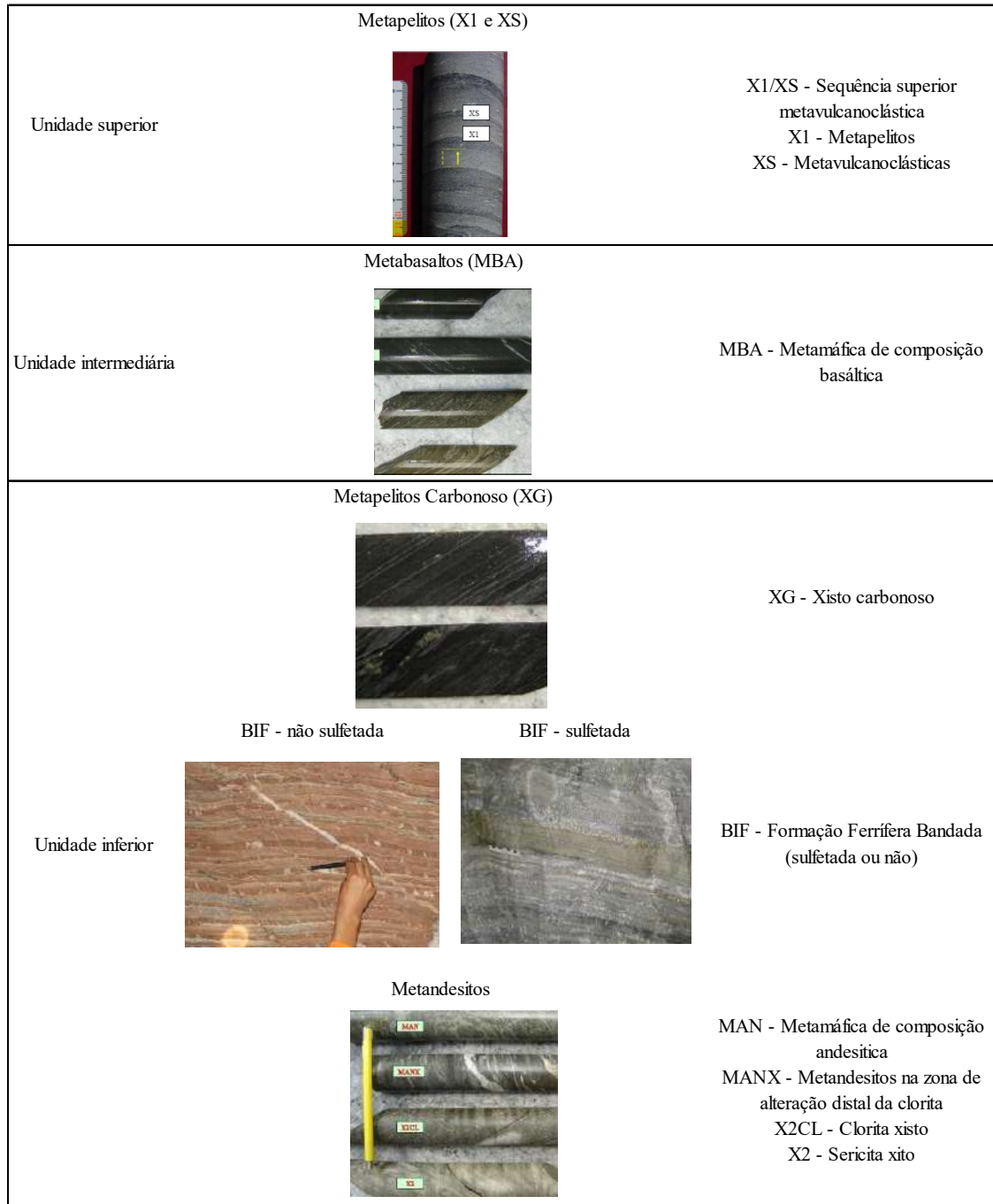


Figura 3.3 – Formação estatigráfica simplificada da mina Cuiabá (modificado de TRÓPIA, 2013).

Conforme apresentado por Trópia (2013), a mina Cuiabá está inserida na sequência do Grupo Nova Lima, que teve sua divisão estatigráfica formada por:

- Unidade inferior: rochas metalvucânicas máficas (metandesito – MAN), intercaladas por metapelitos (X1) e lentes de metapelitos carbonosos (XG). Sobreposta por uma camada de formação ferrífera bandada (BIF).
- Unidade intermediária: sequência de metapelitos carbonosos, metavulcânicas máficas com intercalações locais de metapelitos (X1) e, no topo, ocorrem metavulcânicas máficas (MBA) não alteradas.
- Unidade superior: constituída por metapelitos (X) alterados com metavulcanoclásticas (XS).

3.2.2 Geologia estrutural

Desde os anos 1980, vários estudos foram realizados para um melhor entendimento sobre a evolução tectônica na mina Cuiabá. Os estudos, em sua maioria, relatórios de consultoria interna, descrevem a evolução geológica composta de inúmeras fases e interpretações estruturais distintas.

Segundo Padula (2016), as rochas contidas dentro da área de lavra da mina (litologia BIF) têm uma foliação dominante com atitude variante (dobra). O plunge da dobra principal tem atitude média de 125/35. E duas famílias de fraturas praticamente perpendiculares entre si são reconhecidas (350/80 e 080/75). Em grandes profundidades, estas famílias aparecem seladas devido ao confinamento do maciço.

As condições dos copos mineralizados da mina Cuiabá, apresentadas nos estudos de Vial (1980) e Ribeiro-Rodrigues (1998), *apud* Padula (2016), descrevem que a estrutura dominante para o depósito da mina Cuiabá é uma megadobra anticlinal fechada, cilíndrica em bainha, com mergulho de 30° a 40° para SE (Figura 3.5). Essa estrutura dobra o bandamento e é responsável pelo desenvolvimento de uma foliação e fraturas no plano axial. Seções no plano YZ da dobra Cuiabá (que dá nome à mina) indicam um formato elíptico, relativamente regular. O cone se desenvolve ao longo do mergulho por mais de 3000m.

Desenvolvimentos em profundidade mostram que a dimensão SW-NE desse cone aumenta nos níveis mais profundos, aumentando também a complexidade estrutural dos corpos de minério, que são encontrados rompidos e fortemente dobrados. O mergulho varia de 116/35 na superfície até 116/24 a cerca de 1100m de profundidade no nível 17.

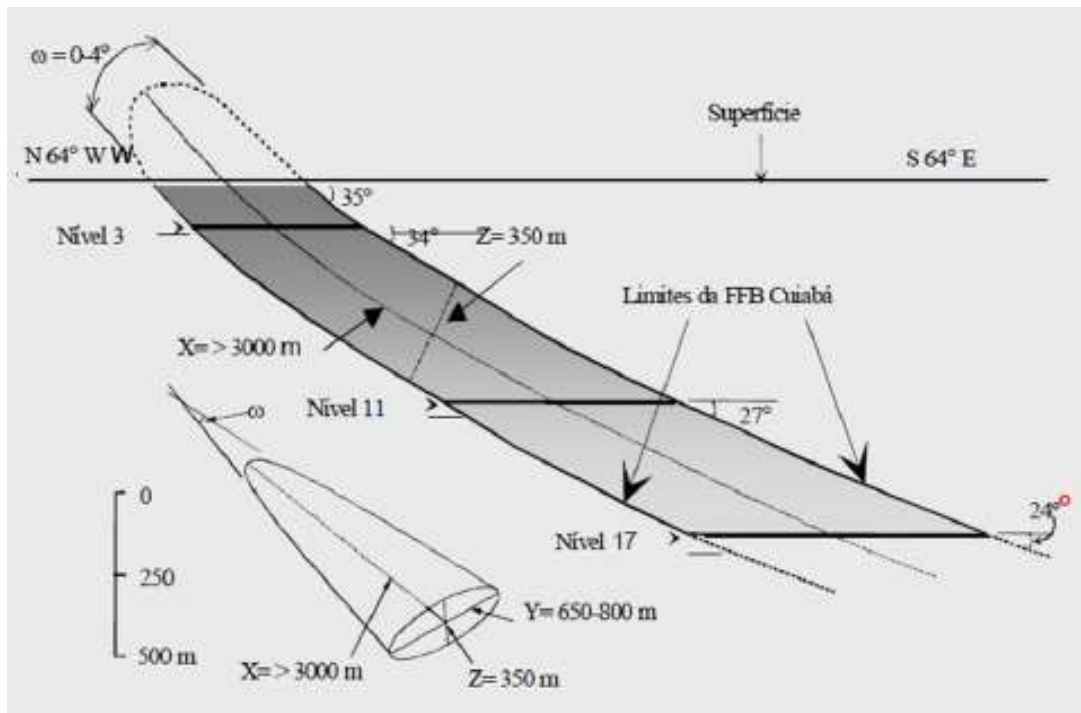


Figura 3.4 – Perfil simplificado ao longo da direção do eixo x do cone da dobra tabular Cuiabá (116°), (RIBEIRO-RODRIGUES, 1998).

Trópia (2013) conclui que as rochas existentes na mina Cuiabá registram descontinuidades, conferindo a elas um caráter anisotrópico, sendo reconhecida a anisotropia nos litotipos encaixantes (xistos) devido aos planos de foliação. Já a formação ferrífera bandada possui um bandamento resultado de intercalações de diferentes composições (carbonatos, sulfetos e outros), que cria também um caráter transversal anisotrópico.

Independentemente da sequência, os eventos tectônicos ocorridos foram responsáveis por gerar nas unidades litológicas da mina Cuiabá uma estrutura de foliação proeminente milonítica, de mergulho médio para SE (LOBATO *et al.*, 2001). A foliação milonítica forma uma família de rochas fortemente foliadas e deformadas, cuja granulometria do protólito foi dramaticamente reduzida em resposta às altas magnitudes de deformação atingidas no interior de zonas de cisalhamento. A redução granulométrica característica dos milonitos é o resultado da deformação dúctil ou de uma mistura com mecanismos de deformação dúctil-frágeis.

3.3 CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA

Barbosa (2008) apresenta a classificação geomecânica entre os níveis 9 e 11 nos corpos Fonte Grande Sul e Serrotinho utilizando a metodologia do sistema Q (*Rock Tunneling Quality Index*), do sistema RMR (*Rock Mass Rating*), do sistema GSI (*Geological Strenght Index*) e também o parâmetro RQD (*Rock Quality Designation*). Essas metodologias são comumente utilizadas e difundidas tanto em ambientes técnicos quanto em acadêmicos. Os resultados são apresentados na Tabela 3.1 e na Figura 3.6.

Tabela 3.1 – Classificação pelo índice de resistência geológica (GSI) para o maciço da mina Cuiabá (extraído de BARBOSA, 2008).

Domínio	RQD	RMR	Q
Superior	60 – 95	46 – 65	1,96 – 21,6
Intermediário	95 – 100	68 – 82	6,7 – 40,0
Inferior	75 - 100	55 - 81	5,6 – 13,1

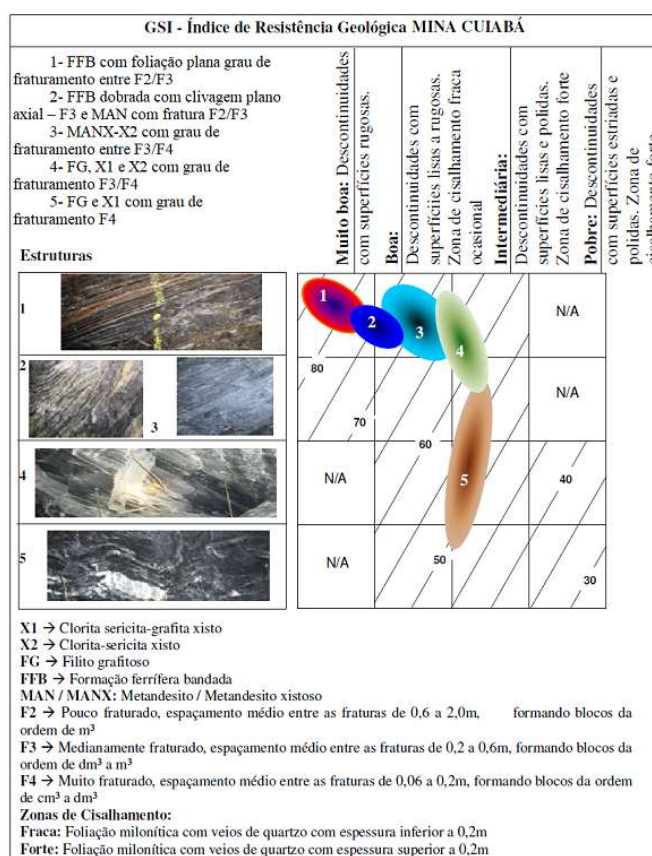


Figura 3.5 – Classificação pelo índice de resistência geológica (GSI) para o maciço da mina Cuiabá (extraído de BARBOSA, 2008).

3.3.1 Ensaios de rocha intacta

Ao longo dos anos de operação da mina Cuiabá, foram coletadas amostras dos variados litotipos encontrados na área para realização de ensaios de compressão uniaxial. A partir do ano de 2004, a equipe de Mecânica das Rochas passou a realizar os ensaios de rocha intacta em laboratórios específicos, como FURNAS Centrais Hidrelétricas e o Departamento de Engenharia de Minas da Universidade Federal de Minas Gerais.

No ano de 2011, as campanhas de ensaios passaram a ser realizadas levando-se em consideração o ângulo entre os planos de anisotropia e a direção da força axial aplicada no ensaio de amostras coletadas entre os níveis 7 e 15 da mina.

A Tabela 3.2 mostra os parâmetros compilados para os principais litotipos existentes, as rochas encaixantes (X2CL – clorita-xisto, XG – metapelitos carbonosos, MANX – metandesito na zona de alteração distal da clorita) e a BIF, constituída por carbonatos (calcita e dolomita), magnetita (óxido de ferro), quartzo e pode apresentar sulfetos (pirita, arsenopirita e pirrotita).

Tabela 3.2 – Parâmetros geomecânicos para os litotipos da mina Cuiabá. (Adaptada de TROPÍIA, 2013).

Número de ensaios	Litotipos	Relação entre força axial e anisotropia	Resistência a compressão uniaxial (MPa)	Modulo de elasticidade (GPa)	Coefficiente de Poisson	Peso específico (MN/m ³)
07	BIF (sulfetada)	Paralelo	181	124	0,16	0,031
14	BIF (sulfetada)	Perpendicular	154	90	0,15	0,031
03	BIF (não sulfetada)	Perpendicular	239	75	0,15	0,031
23	X2CL	Paralelo	57	78	0,21	0,028
12	X2CL	Perpendicular	68	54	0,16	0,028
11	XG	Paralelo	47	41	0,18	0,028
09	XG	Perpendicular	75	35	0,16	0,028
04	MANX	Paralelo	87	81	0,17	0,028
05	MANX	Perpendicular	116	58	0,21	0,028

Os resultados dos ensaios da BIF mostram que, quando não estão sulfetadas, têm resistência à compressão maior, quando comparada a amostra sulfetada independente da relação entre a força axial e anisotropia.

3.3.2 Ensaios de tensão *in situ*

Hudson e Cooling (1988), representa três situações distintas em que as tensões *in situ* se alteram, Figura 3.7. No caso 1 pela presença de uma descontinuidade aberta e preenchida; no caso 2 quando o preenchimento da descontinuidade possui a mesma propriedade (módulo de elasticidade E) do meio; e no caso 3 quando o preenchimento da descontinuidade possui rigidez maior que o meio.

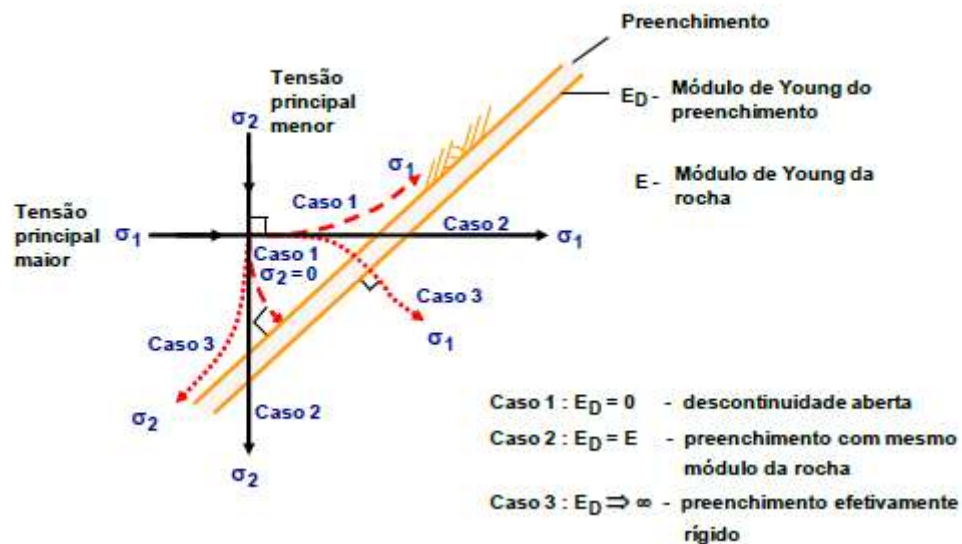


Figura 3.6 – Alteração na orientação das tensões *in situ* devido ao diferente valor do módulo de Young entre materiais (extraída de TRÓPIA, 2013).

TRÓPIA (2013) descrevem que materiais com rigidezes diferentes entre si, como os que ocorrem na mina Cuiabá, influenciam de modo geral na orientação das tensões *in situ*. Para o caso 3, situação encontrada na mina Cuiabá, observa-se que as tensões são desviadas das seguintes maneiras: a tensão principal maior, σ_1 , se ortogonaliza à camada de módulo maior (ED maior que E), a tensão principal intermediária, σ_2 , se paraleliza à camada de módulo maior (ED maior que E).

Com base na teoria de Hudson e Coolling (1988), na análise da orientação de tensões determinadas nos ensaios e na atitude, a BIF funciona como um anteparo rígido para as tensões *in situ*. Por isso a orientação das tensões *in situ* na BIF podem se apresentar perturbadas originando um campo local diferente do distal.

No ano de 2004, a empresa CSIR *Minintek* da África do Sul realizou uma campanha de ensaios para mensurar o campo de tensão na mina, de modo a colaborar com informações para o desenvolvimento de longo prazo da mina. Foram realizados ensaios utilizando-se o método de sobrefuração com células triaxiais CSIR (*overcoring*) utilizando os níveis 12 e 14 da mina, distantes verticalmente em 133m.

Os ensaios realizados no nível 12 ocorrem na litologia XS e no nível 14 na litologia BIF. Foram executados três testes para cada ensaio. Os resultados médios obtidos para cada nível estão apresentados na Tabela 3.3, a seguir.

Tabela 3.3 – Resultados médios dos ensaios realizados nos níveis 12 e 14 (Adaptada de COETZER E SELLER, 2004).

Nível (Média de três ensaios válidos)	Tensões Principais (MPa)	Azimute	Mergulho
12	$\sigma_1 = 24,40$	188°	60°
12	$\sigma_2 = 22,46$	40°	26°
12	$\sigma_3 = 10,84$	304°	14°
14	$\sigma_1 = 65,15$	311°	3°
14	$\sigma_2 = 30,89$	42°	9°
14	$\sigma_3 = 20,81$	205°	81°

Conforme descrito por Trópia (2013), os resultados obtidos nos ensaios nos níveis 12 e 14 são diferentes em sua orientação e magnitude quando comparados. Um dos fatores que interferem nos resultados é o fato dos ensaios terem acontecidos em litotipos diferentes (XS e BIF). O outro fator é que ambos os ensaios foram tratados como isotrópicos e, no entanto, as litologias possuem plano de foliação/bandamento definidos e de espessuras variadas que criam condições diferentes no maciço rochoso.

Coetzer e Sellers (2004), em seu relatório final, avaliam os efeitos das propriedades anisotrópicas para o cálculo de tensão no nível 12 (litologia XS). As orientações das tensões principais calculadas considerando o maciço anisotrópico ou isotópico foram semelhantes, sendo que a diferença entre as orientações das tensões principais foi limitada a poucos graus, em especial no ângulo de mergulho. Já as magnitudes calculadas para ambiente anisotrópico são bastante inferiores ao do maciço isotrópico. Com base nessas informações, os resultados obtidos para os ensaios do nível 12 foram avaliados como sendo de baixa confiabilidade com relação às magnitudes das tensões. Para os ensaios no nível 14 (litologia BIF), é possível rotacionar as tensões principais para obtenção das tensões verticais e horizontais, com fator de correlação (K_{Ha}) equivalente a 2,25.

O valor K_{Ha} , representado pelo ponto vermelho, foi comparado a valores apresentados por Brady e Brow (2004) (Figura 3.8). Quando avaliada a profundidade em que foi executado o ensaio (881m), o valor obtido pode ser considerado alto. No entanto, a geologia local onde foi realizado o ensaio é caracterizada por presença de dobras geológicas que, naturalmente, provocam perturbação do estado de tensão.

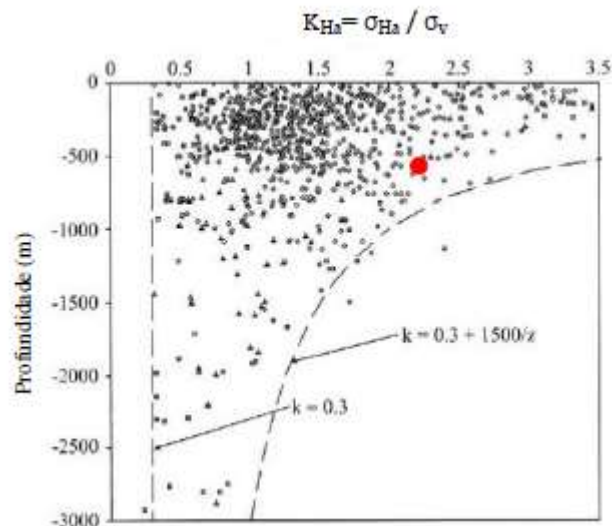


Figura 3.7 – Variação de K_{Ha} com a profundidade (modificado de BRADY e BROW, 2004).

Dessa forma, no ensaio no nível 14 (litologia BIF), a utilização da magnitude do resultado como parâmetros de entrada em modelos numéricos ou dimensionamentos deve ser feita com extrema precaução (TRÓPIA, 2013).

Outra campanha de ensaios foi realizada no ano de 2015 pela empresa Furnas Centrais Elétricas S.A., tendo como objetivo determinar o estado de tensão *in situ* nos níveis 11, 13 e 17 utilizando o método de sobrefuração (*overcoring*) e células triaxiais tipo STT (*stress tensor tube*) fabricada por Furnas.

Avaliando os resultados obtidos nos ensaios em 2004, que realizaram as análises em litotipos diferentes, foi definido para a campanha de 2015 que os ensaios ocorreriam apenas na litologia BIF. Para isolar os efeitos de tensão induzida, foi proposto um critério de isolamento de tensões (Figura 3.9). Para a realização dos ensaios, foi definido que, para o nível 11, a profundidade seria de 759m; para o nível 13, de 811m, e para o nível 17, de 1124m.

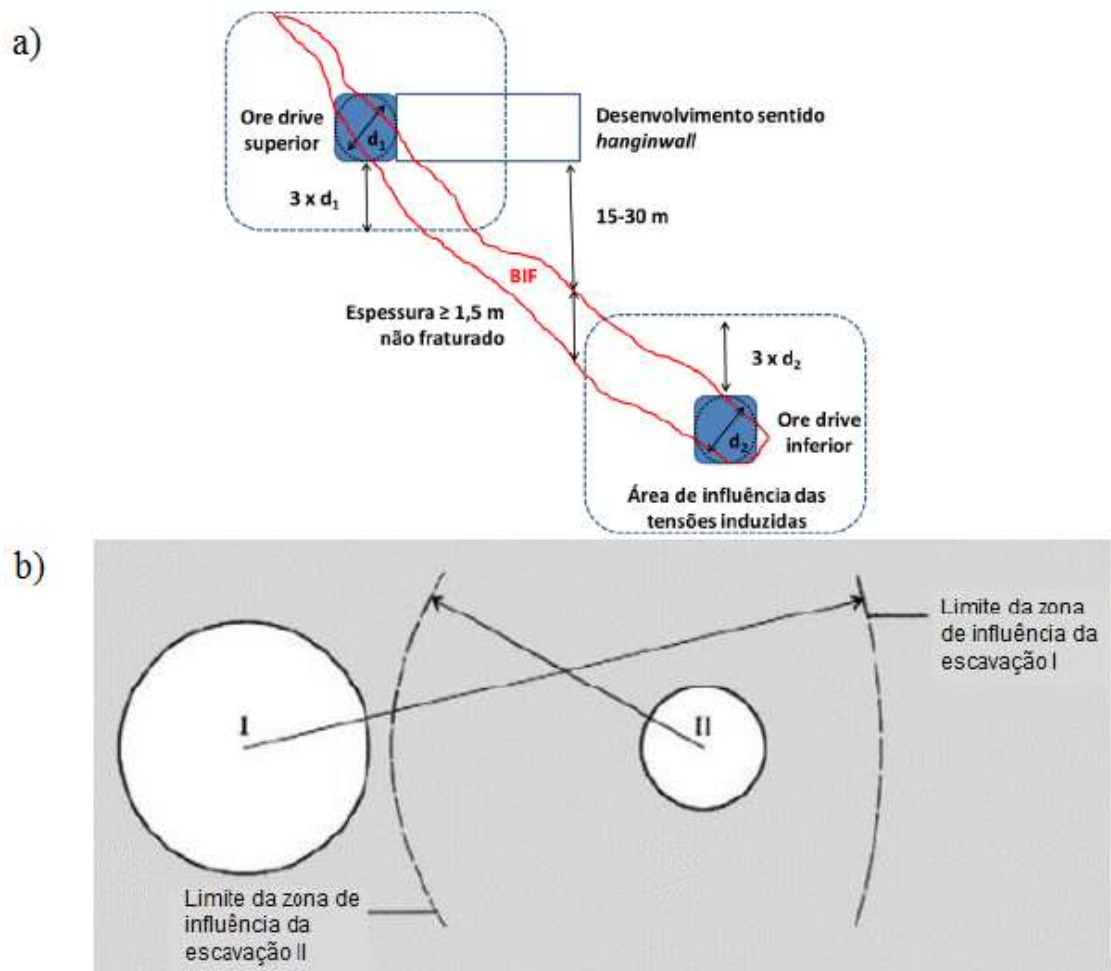


Figura 3.8 – a) Ilustração esquemática dos critérios para locação dos furos para os ensaios de determinação de tensão usando células STT-Furnas (BRANDANI *et al.*, 2016); b) Ilustração do efeito de zona de influências provocadas por escavações com diferentes diâmetros (BRADY e BROW, 2004).

Até o momento presente, não foram apresentados os resultados para os níveis 13 e 17. Os dados deverão ser disponibilizados após a conclusão dos cálculos e interpretação dos resultados, em trabalhos futuros. Dessa forma, neste trabalho serão apresentados os dados obtidos para o nível 11.

Brandani *et al.* (2016 *apud* PEREIRA, 2016) sugerem duas possibilidades de cálculo quanto aos parâmetros elásticos: o modelo de cálculo padrão e o modelo alternativo. Pela ISRM (1987), no modelo de cálculo padrão, os parâmetros elásticos da amostra ensaiada são dados de entrada e a redundância das medidas é resolvida via mínimos quadrados.

Com base em técnicas de programação matemática não linear, o modelo alternativo considera as medidas de deformação como os únicos dados de entrada, aferindo os parâmetros elásticos como resultados do próprio ensaio, assim como as tensões *in situ*.

Tabela 3.4 – Tensões e direções principais *in situ* no nível 11, pelos modelos de cálculo padrão e alternativo (Adaptada de BRANDANI *et al.*, 2016).

Modelo de Cálculo	Módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson	Tensões principais (MPa)	Azimute	Mergulho
Modelo padrão	E = 77280 MPa	$\sigma_1 = 37,1$	127°	38°
	$\nu = 0,160$	$\sigma_2 = 22,9$	321°	51°
		$\sigma_3 = 6,6$	223°	7°
Modelo alternativo	E = 51250 MPa	$\sigma_1 = 28,7$	127°	47°
	$\nu = 0,335$	$\sigma_2 = 20,7$	316°	43°
		$\sigma_3 = 6,3$	222°	5°

4 CAPÍTULO 4 – MODELAGEM COMPUTACIONAL

A modelagem computacional representa de modo simplificado uma determinada realidade. Dessa forma, com a elaboração do modelo computacional, é possível fazer simulações para avaliar o comportamento da estrutura alterando os parâmetros e condições de contorno de modo a aproximar o quanto possível da realidade.

Com o desenvolvimento de ferramentas numéricas, como Phase2 comercializado pela empresa *Rocscience*, foi possível contemplar análises mais realistas, que exploram o possível comportamento de interação suporte em concreto projetado e maciço rochoso. Para a modelagem computacional, apresentada nesta dissertação, utilizou o programa Phase2 na versão 8.0.

4.1 O PROGRAMA PHASE2

O programa Phase2 desenvolvido pela Universidade de Toronto no Canadá para análises bidimensionais utiliza o método dos elementos finitos para a modelagem de problemas geotécnicos. O método dos elementos finitos é um procedimento numérico que consiste na discretização de um meio contínuo em pequenos elementos interligados por meio de nós formando uma malha. Cada elemento individualizado da malha possui suas componentes de forças e deslocamentos. Quando essas forças e esses deslocamentos são compatibilizados por elementos vizinhos, é possível descrevê-los em um sistema de equações algébricas. Quando os elementos atingirem um equilíbrio de carga e deslocamentos, o problema estará resolvido.

Utilizando o programa Phase2, é possível elaborar modelos que simulam os vários estágios das etapas de construção de túneis subterrâneos e modelagem dos elementos de suportes, sendo possível a criação de modelos em meios elásticos ou elastoplásticos.

Nos modelos em meios elásticos, o programa distribuirá as tensões, de modo que cada elemento resistirá aos esforços atuantes, independentes da resistência de pico. E nos modelos em meios elastoplásticos o programa redistribuirá as tensões aos elementos vizinhos sempre que as forças atuantes forem superiores às resistências de pico (PENIDO, 2006).

4.2 ANÁLISES COMPUTACIONAIS

Para esta dissertação, será apresentado um conjunto de análises computacionais por elementos finitos para estudo do comportamento do concreto projetado, material utilizado como elemento de suporte no tratamento das escavações subterrâneas na mina Cuiabá, sendo:

- Análise das soluções de suporte em concreto projetado, considerando uma seção típica em cenários geotécnicos distintos.
- Análise de sensibilidade dos resultados, variando resistência à compressão e à espessura do concreto projetado.
- Avaliação da condição do suporte para os cenários geotécnicos.

4.2.1 Dados de entrada no programa Phase2

No modelo, o maciço rochoso será simulado como material elastoplástico, em meios contínuos, isotrópicos e homogêneos, na profundidade de 1.100 metros. Embora o ambiente na mina Cuiabá não seja idêntico ao modelo proposto, adotando esses parâmetros, os modelos têm apresentado resultados satisfatórios, confirmados por observação em campo. Para esta dissertação, serão avaliadas duas seções, consideradas de modo meramente ilustrativos (material elastoplástico, em meios contínuos, isotrópicos e homogêneos), situadas na galeria 17-FG-1º, sendo elas a seção 4 identificada na litologia X2CL (ponto 4) e seção 16, identificada na litologia BIF (ponto 16). A Figura 4.1 apresenta o mapa de situação da galeria e seções escolhidas para as análises.

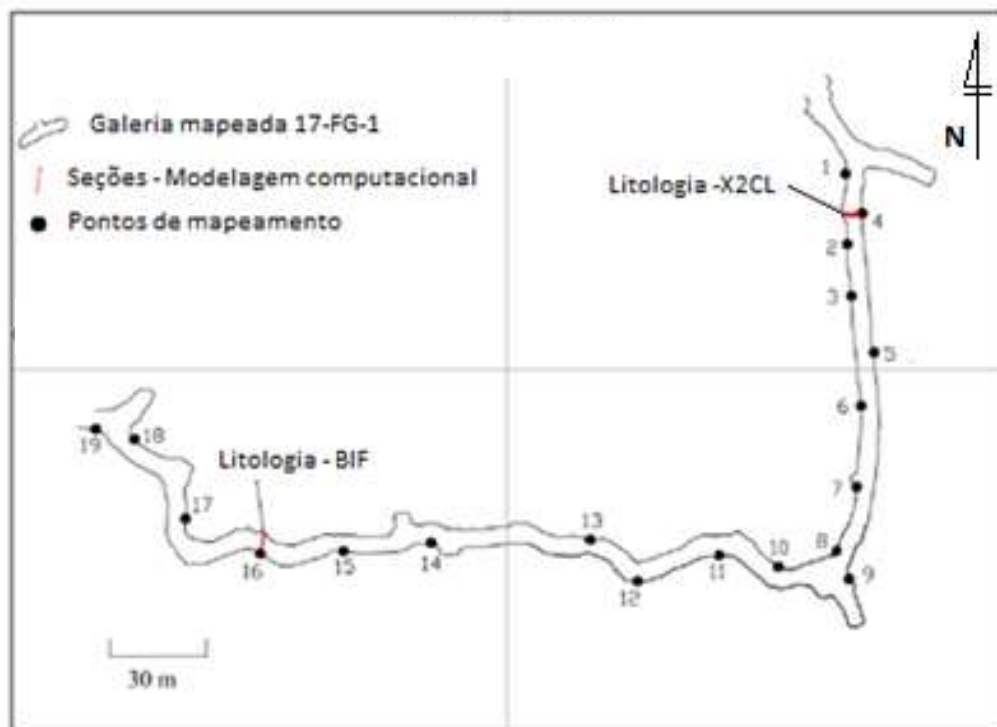


Figura 4.1 – Mapa de situação da galeria 17-FG-1°, pontos de mapeamento e seções da modelagem computacional, (modificado de PADULA, 2016).

Para os dados de tensão *in situ* da mina Cuiabá, Freire (2016) adota os dados obtidos nos ensaios realizados no ano de 2004. Assim, no modelo, o campo de tensão será simulado considerando a tensão vertical, como o peso da coluna de rocha acima do ponto de referência avaliado (tomando como referência o ponto do observador com z positivo acima do ponto observado), e para tensão horizontal, considera-se 1,5 vezes o valor da tensão vertical (Tabela 4.1).

Tabela 4.1 – Dados de entrada no programa Phase2 para o campo de tensão (modificado de FREIRE, 2016)

Cota de referência (m)	1100
Varição Sigma 1 (MPa/m) (tensão horizontal $\sigma_H = 1,5 \sigma_v$)	-0,0405
Varição Sigma 2 (MPa/m)	-0,027
Varição Sigma 3 (MPa/m) (tensão vertical $\sigma_v = \gamma.z$)	-0,027
Sigma 1 Trend	297
Sigma 1 Plunge (°) (\approx horizontal)	5

As propriedades mecânicas do maciço rochoso assumidas para a modelagem foram compiladas de Freire (2016) e apresentadas na Tabela 4.2. Os dados foram obtidos por meio de ensaios de laboratório e mapeamento geológico-geotécnico na mina Cuiabá, calculados no programa RocData da Rocscience e calibrados no trabalho da Coffey Mining na mina em 2013.

Tabela 4.2 – Dados de entrada no programa Phase2 para as propriedades do maciço rochoso (modificado de FREIRE, 2016).

Parâmetros	Unidade	Rocha Encaixante	
		Xisto	Minério BIF
Resistência a compressão uniaxial	MPa	65	220
GSI	-	60	73
Módulo de Young (Maciço)	GPa	20	40
Módulo de Poisson	-	0,250	0,200
mb (pico)	-	2,7	9
mb (residual)	-	1	1,2
s (pico)	-	0,01	0,1
s (residual)	-	0,003	0,01

Padula (2016) caracteriza e classifica o maciço rochoso da galeria 17-FG-1º utilizando dos métodos RMR e Q de Barton. Para as seções de estudo, são apresentados os dados na Tabela 4.3. Para um melhor entendimento dos métodos aplicados, para caracterização do maciço, deverá ser consultada a dissertação de Padula, 2016.

Tabela 4.3 – Dados compilados dos resultados do mapeamento geomecânico realizado na galeria 17-FG-1º, considerando o grau de faturamento promovido por tensão na mina Cuiabá (modificado de PADULA, 2016).

Seção	RMR	Q	Resistência a compressão (MPa)	Jw	SRF	GSI	Q'
Seção 4 – X2CL	57	0,695	65	1,0	10,0	61	6,95
Seção 16 – BIF	75	3,047	220	1,0	8,0	73	24,38

A Tabela 4.3 mostra as seções analisadas, o índice de qualidade geomecânica no sistema, RMR e Q de Barton, a resistência à compressão da rocha intacta, os parâmetros J_w e SRF do sistema Q, que indicam, respectivamente, as condições hidráulicas e de tensões nos maciços rochosos.

É importante destacar que os valores calculados para SRF (Fator de Redução das Tensões) foram baseados em dados de tensão *in situ*, obtidos nos ensaios realizados no ano de 2004 pela empresa CSIR Minintek da África do Sul nos níveis 12 e 14. Padula (2016) afirma que o nível 17 era o mais profundo na mina Cuiabá e não havia influência de tensão induzida na galeria de estudo.

Para Padula (2016), em sua classificação geomecânica considerando o grau de faturamento promovido por tensão, a seção 4, na litologia X2CL, é classificada usando o sistema RMR, com rocha de qualidade média (Classe III) e no sistema Q, como rocha de qualidade muito ruim. Para a seção 16, litologia BIF, usando o sistema RMR como rocha de qualidade boa (Classe II) e no sistema Q, como rocha de qualidade ruim.

Para a análise por elementos finitos, são necessárias as propriedades de resistência e de deformabilidade dos maciços rochosos envolvidos. Os parâmetros Q' (HOEK *et al.*, 1995) e GSI (MARINHOS E HOEK, 2000) foram estimados utilizando-se as equações a seguir:

$$Q' = \frac{Q}{J_w/SRF} \quad (4.1)$$

$$GSI = 9 \ln Q' + 44 \quad (4.2)$$

Calculado o Q' pela equação (4.1), obtém-se o GSI pela equação (4.2). O GSI do maciço é utilizado como índice para estimar as propriedades de resistência, pela metodologia proposta por Hoek *et al.* (2002). As seções escolhidas para a análise levam em consideração o valor do GSI baseado no sistema Q' , admitindo 61 para a litologia xisto e 73 para a litologia BIF. No modelo, foram considerados os parâmetros classificados por Padula (2016). Todas as análises foram realizadas utilizando-se o programa Phase2 da RocScience, considerando três fases:

- 1.^a Fase: Simula a condição inicial do maciço anterior à escavação.
- 2.^a Fase: Simula a escavação.
- 3.^a Fase: Simula a aplicação do revestimento em concreto projetado.

A Figura 4.2 mostra o modelo típico para as análises das seções 4 e 16, medidas em metro. Estão ilustrados na 1.^a fase, condição inicial do maciço anterior à escavação, e apresenta um aspecto geral da malha de elementos finitos utilizada, com 7318 elementos triangulares de deformação constante, considerando a interpolação linear dos deslocamentos. Observam-se também as condições de contorno da malha, deslocamentos horizontais nulos nos limites verticais; deslocamentos verticais nulos nos limites horizontais e restrição de ambos os deslocamentos nos vértices do elemento de contorno. As condições iniciais para o modelo são estabelecidas adotando-se tensão *in situ*, atuantes no maciço anterior à escavação. Os limites para a condição de contorno foram definidos considerando os deslocamentos iguais a zero, e que não sofre a influência de esforços advindos da região escavada.

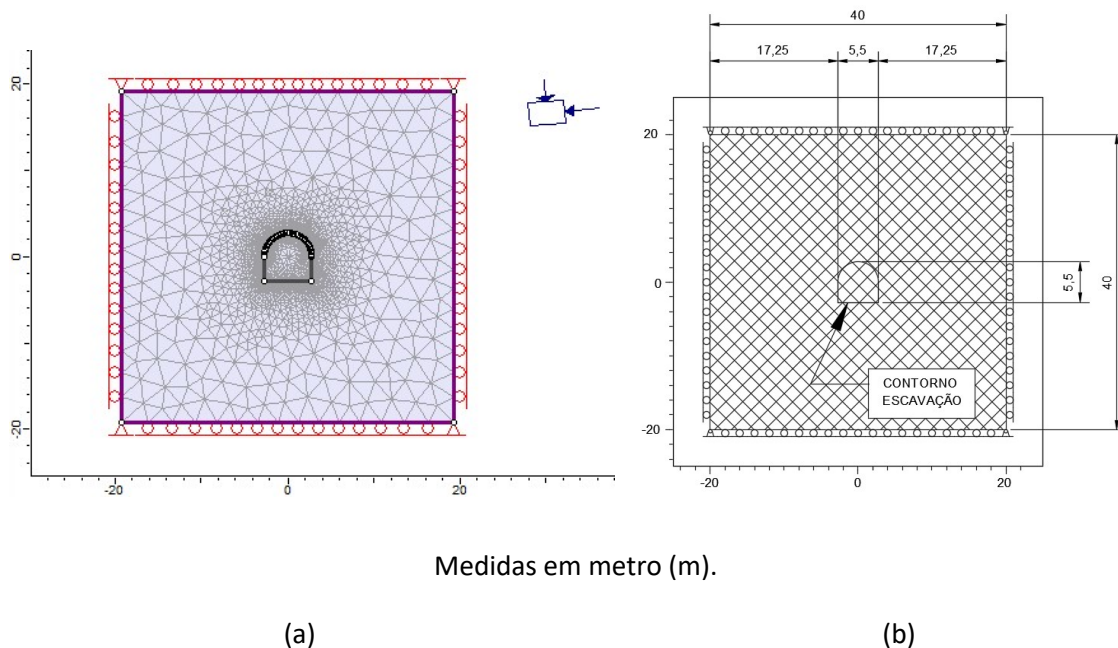
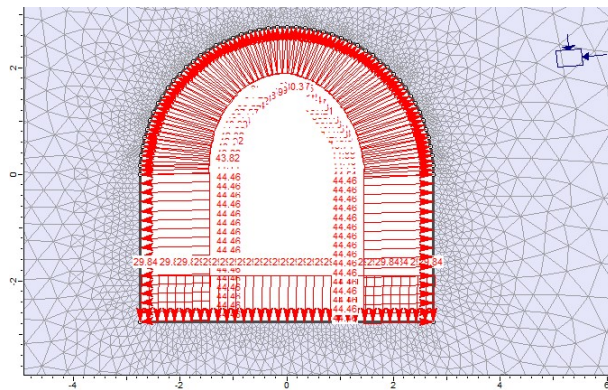
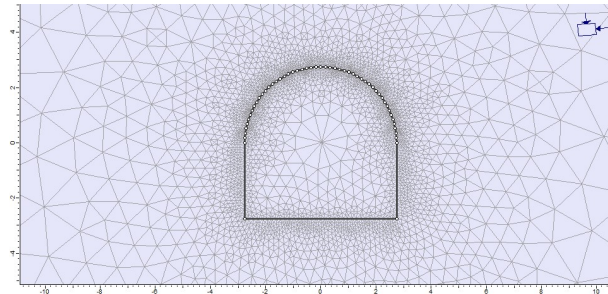


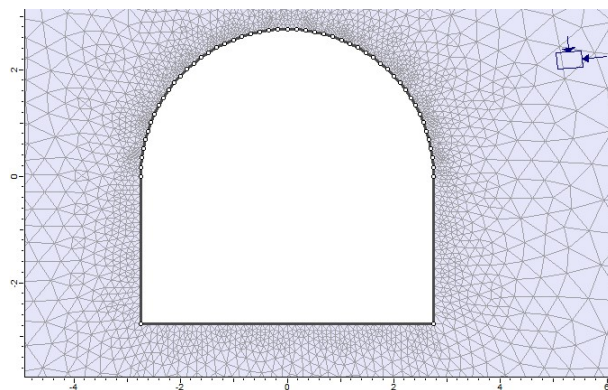
Figura 4.2 – (a) Primeira fase – modelo de elementos finitos, aspecto geral da malha e das condições de contorno; (b) Seção de escavação área equivalente igual a 27,0m², perímetro de 19,64m; área do elemento de contorno 1600m².

A Figura 4.3 apresenta a escavação executada na 2.^a fase, é associada a uma sequência de 10 estágios para simular a redução da pressão interna na face escavada. Assim o

estágio 1 não apresenta redução na pressão interna (pressão interna equivale à pressão *in situ*) e na fase 10 a pressão interna é nula. No modelo, a redução da tensão induz a um deslocamento do elemento na direção da face escavada. Esta deformação relaciona-se com os parâmetros de elasticidade do maciço rochoso.



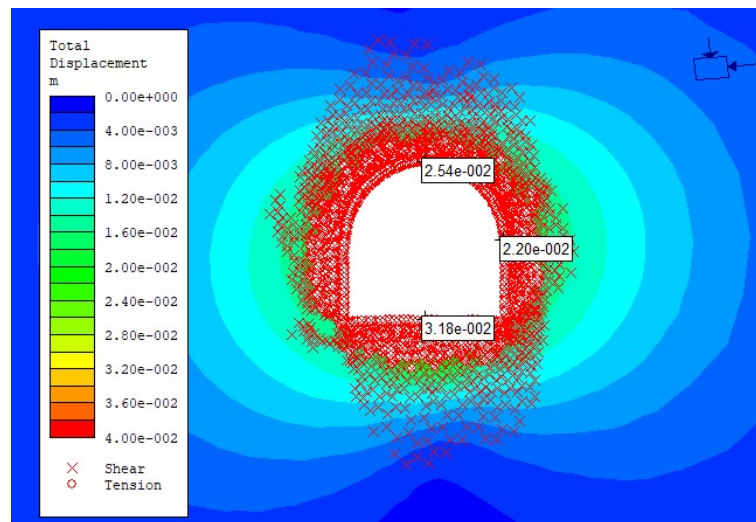
(a)



(b)

Figura 4.3 – Segunda fase, aspecto geral da tensão atuante: (a) estágio 1, tensão atuante igual à tensão *in situ*; (b) estágio 10, tensão nula.

As deformações na face da escavação foram calculadas utilizando-se a relação empírica desenvolvida por Vlachopoulos e Diederichs (ver Anexo III), com os dados de deslocamento máximo na face e do raio da zona plástica, ambos obtidos na segunda fase do projeto. Os resultados são apresentados para litologia X2CL (Figura 4.4) e para litologia BIF (Figura 4.5).



(a)

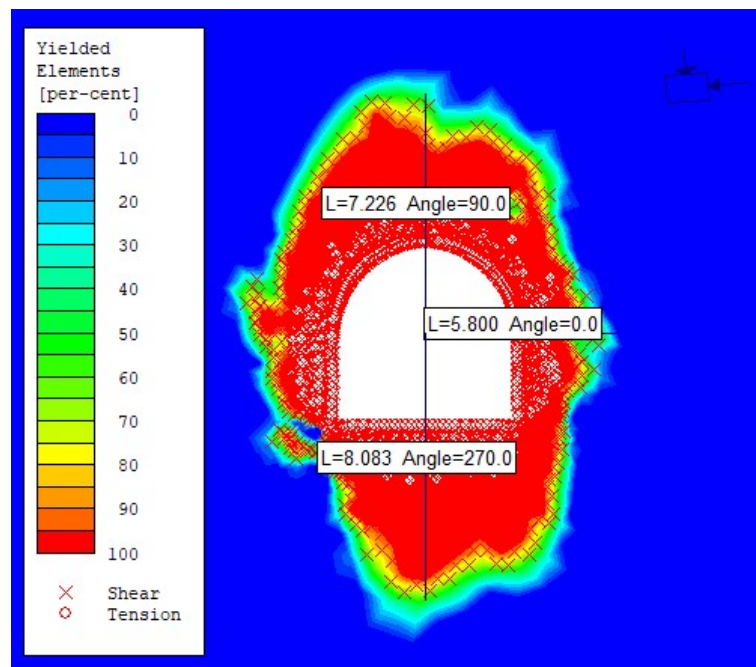
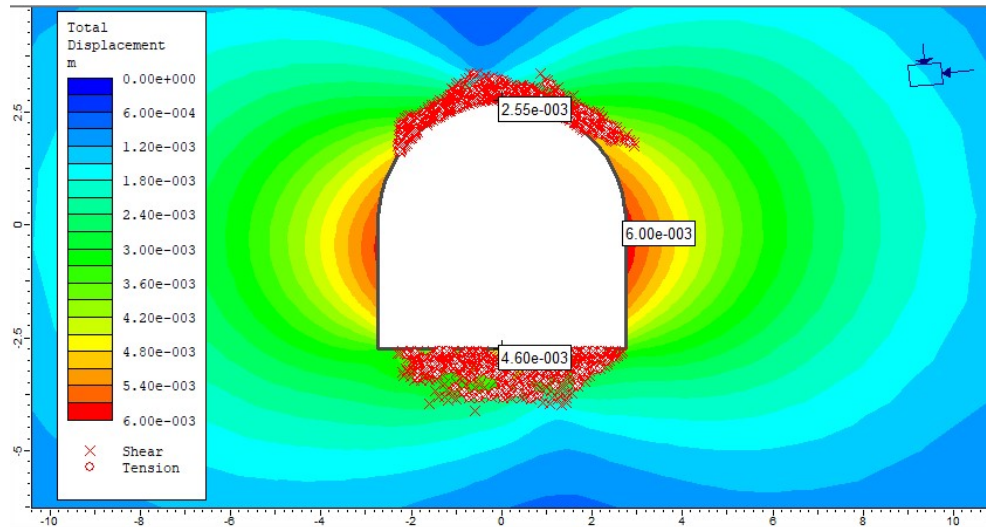
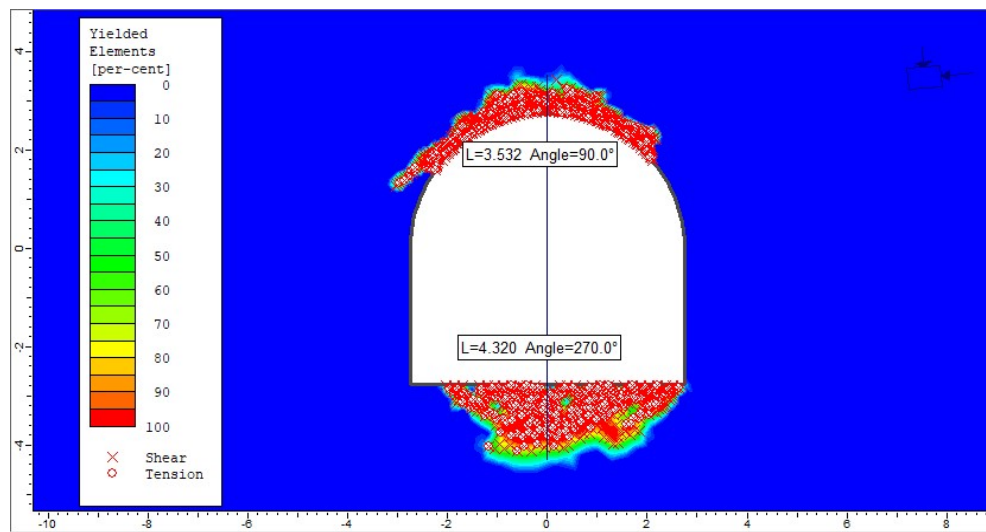


Figura 4.4 – Segunda fase, litologia X2CL; (a) Deslocamento máximo na face para teto 2,54cm, para a parede de 2,20cm e para o piso de 3,18cm; (b) Raio da zona plástica aproximado de 8,0m para teto e piso e 5,8m para as paredes.

Fica claro na Figura 4.4-b que a forma da zona plástica parece com uma elipse vertical, resultado que pode ser explicado, correlacionando o formato da escavação e o fluxo de tensão que segue as direções das tensões principais.



(a)



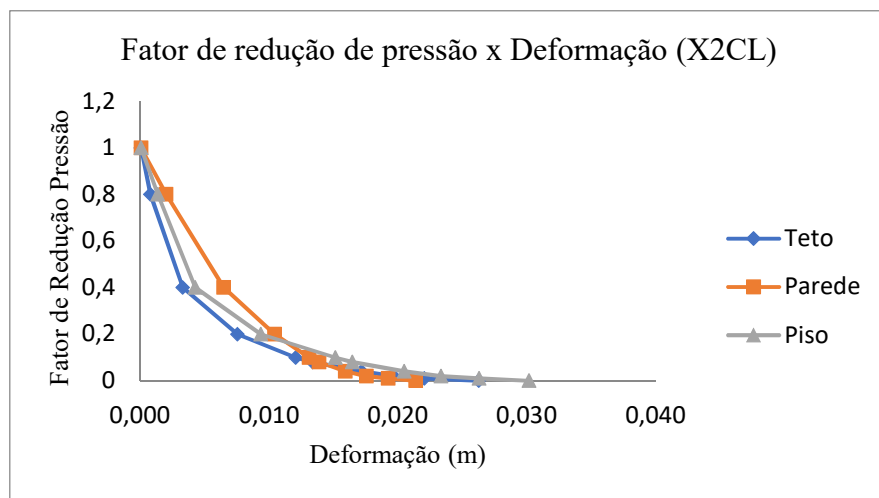
(b)

Figura 4.5 – Segunda fase, litologia BIF; (a) Deslocamento máximo na face para teto 0,002cm, para a parede de 0,006cm e para o piso de 0,004cm; (b) Raio da zona plástica aproximado de 4,5m para teto e piso.

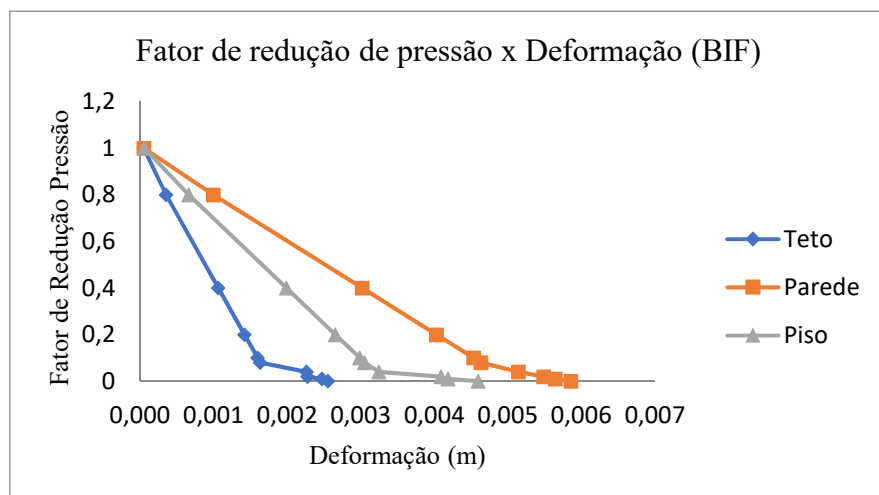
O raio da zona plástica (Figura 4.5-b), para este caso, também apresenta a forma de uma elipse vertical, resultado que pode ser explicado, correlacionando o formato da escavação e pelo fluxo de tensão que segue as direções das tensões principais. É importante notar

que as características das litologias X2CL e litologia BIF diferem entre si. No entanto, os formatos dos raios da zona plástica são semelhantes, diferindo-se apenas em magnitude.

Na sequência, determina-se a pressão interna capaz de produzir o deslocamento na face do túnel. É importante notar que os valores de deformação não são iguais para o teto, parede e piso. Sendo assim, para o cálculo da pressão interna, cada ponto observado deve ser associado ao seu respectivo deslocamento. Desse modo, serão apresentados apenas os valores de pressão interna associados ao deslocamento máximo da face tanto para litologia X2CL como para BIF (Figura 4.6), respectivamente.



(a)



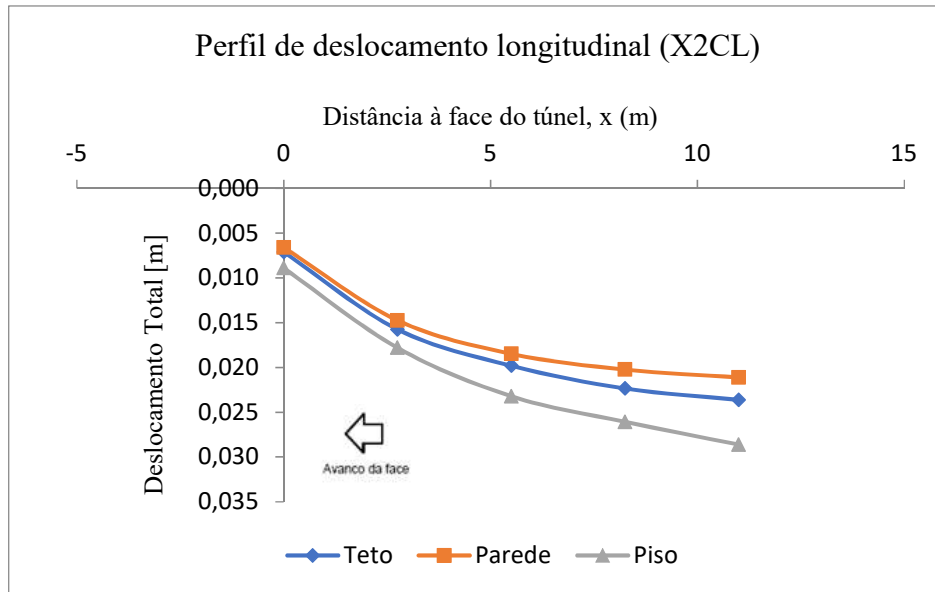
(b)

Figura 4.6 – Fator de redução de pressão versus deformação (a) para litologia X2CL; (b) para litologia BIF.

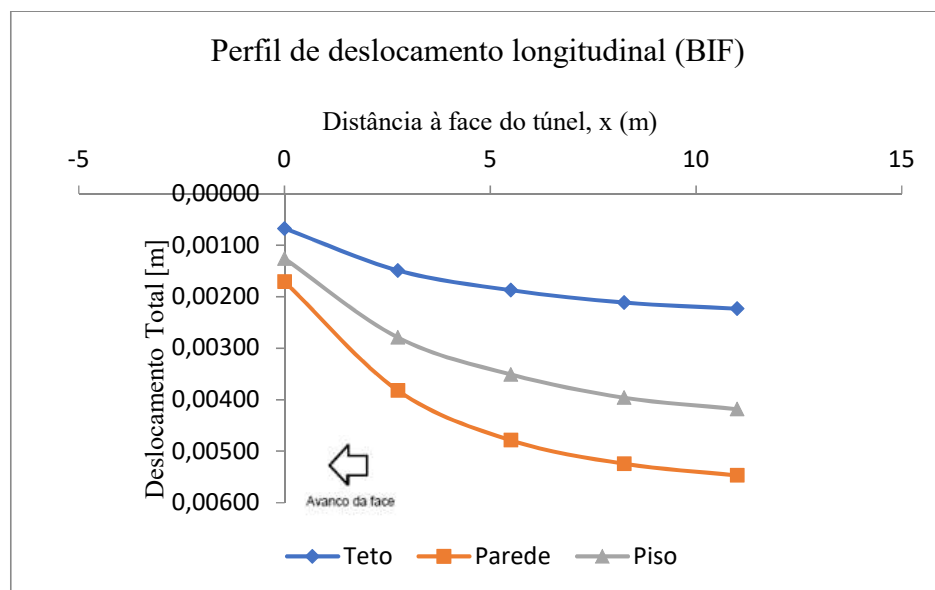
Em relação à Figura 4.6, observa-se que o fator de redução da pressão interna para a litologia X2CL apresenta curva de decaimento mais suave em relação à curva apresentada para a litologia BIF. Este fato está associado diretamente à propriedade elástica do material, para a litologia X2CL, 20GPa e para litologia BIF, 40GPa (De acordo com a Lei de Hooke, para o regime elástico, quanto maior a rigidez do material, maior será sua concentração de tensão, admitindo a mesma deformação). O comportamento elástico para a litologia X2CL e BIF são regidos até a pressão ser reduzida em aproximadamente 60% para ambas as litologias. No entanto, devido à diferença de rigidezes, as deformações para a litologia BIF são menores quando comparadas à litologia X2CL.

Seguindo a metodologia proposta por Vlachopoulos e Diederichs (2009), é possível obter o perfil longitudinal de deformação na face da escavação. Com o perfil do longitudinal de deformação, é possível estimar o deslocamento máximo que ocorre na face da escavação, e a pressão atuante na face correspondente a essa deformação. O perfil de deslocamento longitudinal foi obtido considerando-se os pontos de observação à distância 0R; 0,5R; 1,0R; 1,5R e 2,0R, com referência na face, Figura 4.7 – Perfil de deslocamento longitudinal (a) para litologia X2CL; (b) para litologia BIF. Figura 4.7.

A deformação máxima obtida na face da escavação para litologia X2CL é aproximadamente 3,0cm e para a litologia BIF é aproximadamente 0,6cm. Observa-se na Figura 4.7 inversão dos valores de deformação para o teto e paredes, para as litologias X2CL e BIF. Para a litologia X2CL, ocorre deformação maior para o piso e teto em relação a deformação da parede, desenvolvendo assim, uma menor deformação no entorno das paredes. Já para a litologia BIF, ocorre deformação menor no teto e piso em relação a deformação desenvolvida no entorno nas paredes. Esta diferença pode ser justificada em função da diferença de rigidez entre as litologias evidenciada pela deformação da face no entorno onde ocorre a maior deformação.



(a)



(b)

Figura 4.7 – Perfil de deslocamento longitudinal (a) para litologia X2CL; (b) para litologia BIF.

Os valores obtidos na modelagem dizem respeito somente à relação convergência-confinamento intrínseca à propriedade do maciço rochoso quando tratado como maciço isotrópico e homogêneo. Os valores obtidos para as deformações não estão associados a questões temporais de exposição da face, que vão desde o processo de execução da escavação, à degradação da face da escavação, ações operacionais e exposição a agentes químicos e biológicos nocivos ao maciço rochoso.

4.2.2 Análise das soluções de suporte em concreto projetado

Na terceira etapa, foram apresentadas as soluções modeladas para o projeto de suporte nos diferentes cenários geotécnicos analisados nas seções 4 (X2CL) e 16 (BIF), que compreendem:

- Aplicação de concreto projetado com resistência à compressão 30 MPa, resistência à tração -3 MPa módulo de elasticidade 30 GPa, módulo de Poisson 0,20, com espessura de 7,5cm, 15cm e 30cm.
- Aplicação de concreto projetado com resistência à compressão 60 MPa, resistência à tração -5 MPa módulo de elasticidade 43 GPa, módulo de Poisson 0,20, com espessura de 7,5cm, 15cm e 30cm.

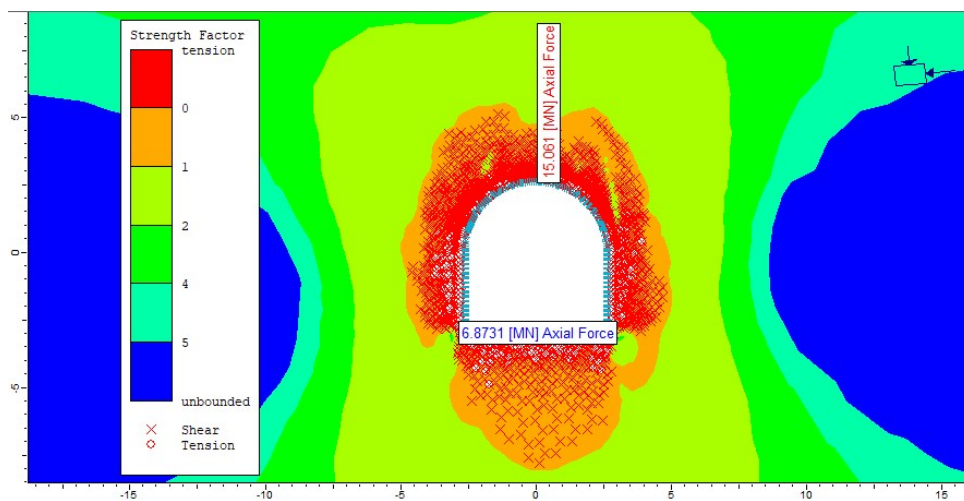
O concreto projetado foi introduzido no modelo considerando aplicação única após a face ter deformado 40% do deslocamento total. Todos os resultados das análises estão apresentados, para cada uma das alternativas, no Anexo IV. Serão apresentados aqui os resultados para a Seção 4 X2CL (alternativa 6 - concreto projetado 60 MPa, espessura de 30cm); e para Seção 16 BIF (alternativa 11 - concreto projetado 60 MPa, espessura de 15cm). Alternativas de solução, onde o fator de segurança (FS) para o concreto projetado é maior que 1.

Os resultados são apresentados graficamente por isoformas de fator de segurança (FS) no maciço rochoso, superpostas às zonas plastificadas (representadas por **o** e **x**, respectivamente, para plastificação por tração e compressão/cisalhamento), o esforço normal máximo e mínimo na face escavada e a condição do concreto projetado (representado por **o** quando plastificado/trincado).

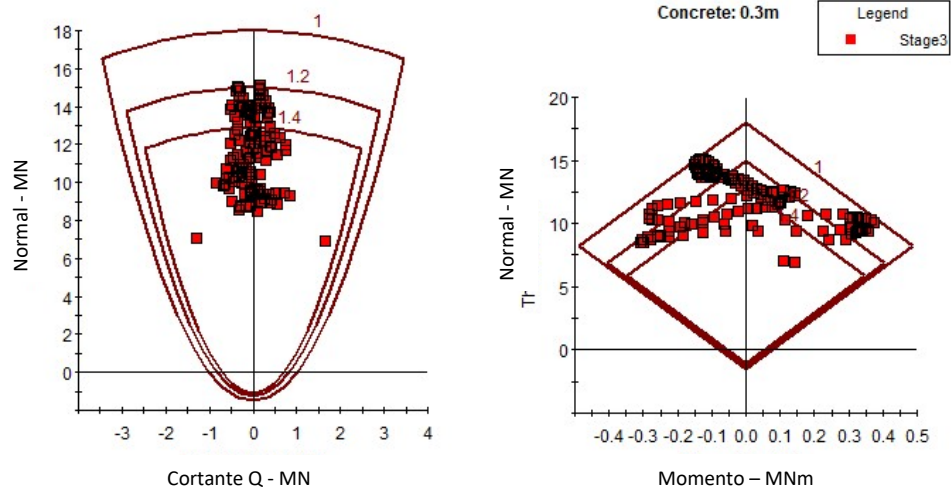
Para a verificação do concreto projetado, apresentam-se, também, as envoltórias de resistência dos esforços cortantes e momento fletor (curvas de esforço normal x esforço cortante e de esforço normal x momento fletor). As envoltórias são marcadas com os números 1 e 1,4, que indicam, respectivamente, o FS = 1 e o FS = 1,4. Os pontos em vermelho representam os pares de valores de esforço normal x esforço cortante e de esforço normal x momento fletor atuantes em todos os segmentos de concreto projetado. Os pontos externos à envoltória marcada com o número 1 indicam que todos eles têm FSs menor que um (condição analiticamente instável). Os pontos internos às envoltórias

indicam que o FS é maior que o valor marcado na envoltória. Admite-se no critério de projeto $FS \geq 1,40$ para condição de operação.

São apresentados (Figura 4.8) os resultados obtidos para seção 4 (alternativa 6 – X2CL, concreto projetado de 60MPa – espessura de 30cm). Na Figura 4.8 (a), as isofaixas de fator de segurança no maciço rochoso são apresentadas em escala de 0 (cor vermelha) a 5 (cor azul). O contorno da face escavada apresenta $FS < 1$ em toda zona plastificada do maciço rochoso. O esforço normal máximo (cor vermelha) é 15,6MN (≈ 1.560 tf) e mínimo (cor azul) é de 6,87MN (≈ 687 tf). Nesta alternativa, o concreto projetado apresenta resultado insuficiente. Na Figura 4.8 (b), os pontos vermelhos concentram-se no interior da envoltória demarcada com o número 1; indica que todos têm $FS > 1$. No entanto, muitos pontos compreendem-se entre as curvas 1 e 1,4; indica que nestes pontos o segmento de concreto projetado não atende ao critério de segurança estabelecido para condição de operação ($FS \geq 1,4$).



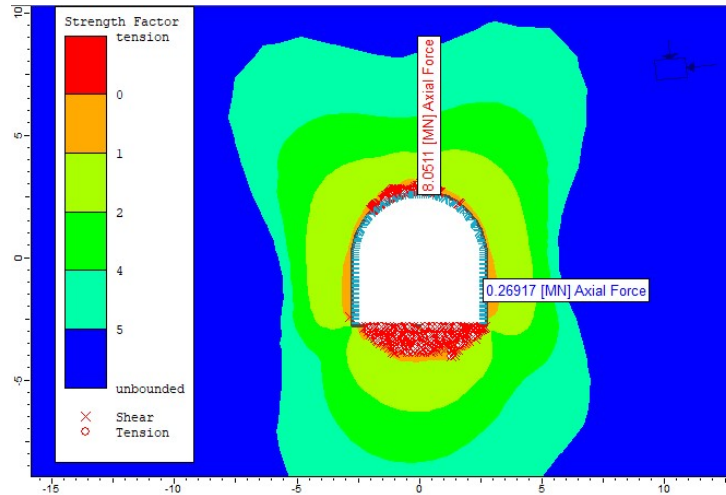
(a)



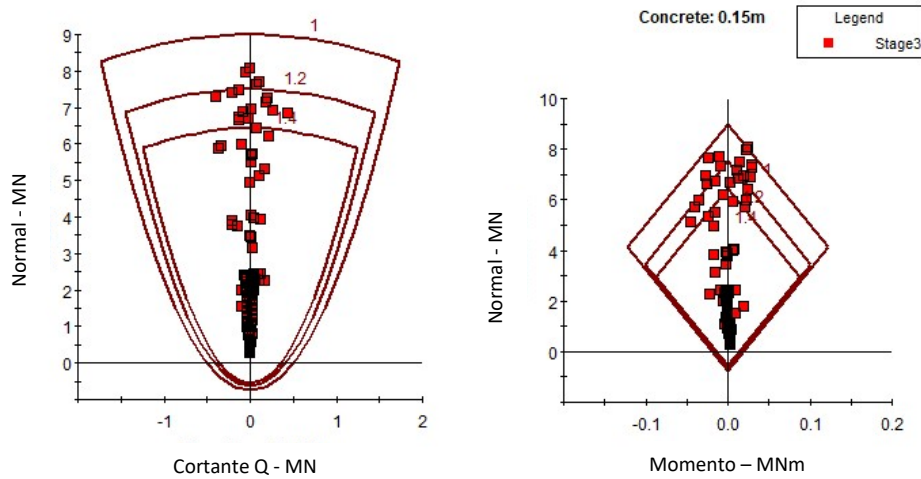
(b)

Figura 4.8 – Resultado da análise da alternativa 6 X2CL – (a) FSs superpostos às zonas plastificadas (representadas por o e x, respectivamente, para plastificação por tração e compressão/cisalhamento), à condição do concreto projetado (representado por o quando plastificado/trincado) e o esforço normal máximo 15,6MN e mínimo 6,87MN na face da escavação; (b) envoltória de resistência para FS = 1 e FS = 1,4 dos esforços no concreto.

Na Figura 4.9, são apresentados os resultados obtidos para seção 16 (alternativa 11 – BIF, concreto projetado de 60MPa – espessura de 15cm). Na Figura 4.9 (a), as isofaixas de fator de segurança no maciço rochoso são apresentadas em escala de 0 (cor vermelha) a 5 (cor azul). O contorno da face escavada (teto e piso) apresenta FS < 1 zona plastificada do maciço rochoso. O esforço normal máximo (cor vermelha) é 8,05MN (\approx 805 tf) e mínimo (cor azul) é de 0,27MN (\approx 27 tf). Nessa alternativa, o concreto projetado apresenta resultado insuficiente. Na Figura 4.9 (b), os pontos vermelhos concentram-se no interior da envoltória demarcada com o número 1 – indica que todos têm FS > 1. No entanto, muitos pontos compreendem-se entre as curvas 1 e 1,4; indica que nestes pontos o segmento de concreto projetado não atende ao critério de segurança estabelecido para condição de operação (FS \geq 1,4).



(a)



(b)

Figura 4.9 – Resultado da análise da alternativa 11 BIF - (a) FSs superpostos às zonas plastificadas (representadas por o e x, respectivamente, para plastificação por tração e compressão/cisalhamento), à condição do concreto projetado (representado por o quando plastificado/trincado), e o esforço normal máximo 8,05MN e mínimo 0,27MN na face da escavação;(b) envoltória de resistência para FS = 1 e FS = 1,4 dos esforços no concreto.

Os demais resultados obtidos estão apresentados no Anexo IV. A Tabela 4.4 apresenta um resumo geral das alternativas analisadas, considerando suporte instalado na face de escavação.

Tabela 4.4 – Resumo dos resultados obtidos para as soluções modeladas para o projeto de suporte nos diferentes cenários geotécnicos.

Litologia	Alternativa	Resistência a compressão concreto	Espessura	Limites esforço axial (MN)		Situação
		(MPa)		(m)	Máximo	
X2CL	1	30	0,075	6,92	0,44	Falha
X2CL	2	30	0,150	10,24	3,73	Falha
X2CL	3	30	0,300	13,29	6,12	Falha
X2CL	4	60	0,075	8,55	1,83	Falha
X2CL	5	60	0,150	11,57	5,18	Falha
X2CL	6	60	0,300	15,06	6,87	FS mínimo 1
BIF	7	30	0,075	4,21	-0,08	Falha

Litologia	Alternativa	Resistência a compressão concreto	Espessura	Limites esforço axial (MN)		Situação
		(MPa)		(m)	Máximo	
BIF	8	30	0,150	5,80	0,17	Falha
BIF	9	30	0,300	5,80	0,17	Falha
BIF	10	60	0,075	4,67	0,11	Falha
BIF	11	60	0,150	8,05	0,27	FS mínimo 1
BIF	12	60	0,300	7,99	0,70	FS mínimo 1,4

Para a litologia X2CL, a tensão efetiva atuante no piso e teto é menor, comparando com a tensão na parede, justificado pelo fato de a tensão horizontal ser considerada 1,5 à tensão vertical. No entanto, a deformação que ocorre no piso é maior que a que ocorre no teto, confirmando o fato de que contornos suaves são capazes de redistribuir de forma mais harmônica o fluxo de tensão. O alívio de tensão no piso induz a um confinamento menor, proporcionando uma maior deformação e, conseqüentemente, uma maior área plastificada. O mesmo pode ser observado na litologia BIF, no entanto as deformações apresentadas são de menor magnitude quando comparadas com a litologia X2CL.

O comportamento do maciço regido pela litologia BIF apresenta variação da taxa de dissipação da tensão em maior velocidade em relação a X2CL, favorecendo a formação do fenômeno “*rockburst*”, onde o maciço rochoso comporta-se como um material dúctil, sendo projetado para o interior da escavação com grande energia cinética.

Garantir a estabilidade de escavações subterrâneas ainda hoje é um grande desafio. Assim a cada dia se faz necessário o estudo e conhecimento para uma melhor compreensão do comportamento do maciço rochoso. Compreender o princípio de atuação do suporte faz-se necessário para garantir a integridade da escavação. A auto-sustenção do maciço rochoso têm um papel relevante em relação à estrutura de suporte e também deve ser compreendida. Vários estudos mostraram o comportamento dos diferentes tipos de suporte, que no geral comparam a interação do maciço rochoso com o suporte através da deformação sofrida pelo elemento de suporte e sua rigidez.

Na revisão bibliográfica apresenta-se o método de convergência-confinamento, avalia a interação entre o maciço e o suporte, descreve o comportamento do maciço após a abertura da escavação subterrânea, tanto para a face escavada quanto para a parte de trás (atrás da face). O método relaciona a curva característica de reação do maciço com a curva característica do suporte, e analisa a transferência do carregamento do maciço rochoso para o suporte instalado a uma distância qualquer da face. Descreve também o método de reação hiperestática, que relaciona a transferência de carregamentos do maciço rochoso para o suporte por um sistema de molas que apresentam o comportamento do maciço rochoso.

Para dimensionamento de suporte, devem ser utilizados métodos empíricos para descrições qualitativas do maciço rochoso e das condições da escavação do túnel. Para a classificação do maciço rochoso na mina Cuiabá os autores Babosa (2008) e Padula (2016) recomendam o sistema GSI (Q'). Inúmeras são as dificuldades em conseguir obter dados representativos para a tensão *in situ*, tendo em vista que a propagação de tensão é perturbada e sofre de mudanças de direção quando há mudança de rigidez no maciço rochoso. É de extrema relevância a compreensão e conhecimento da formação geológica do maciço. Conforme apresentado nos estudos de Trópia (2013), em profundidade, na mina Cuiabá é observado o efeito *disking*. Esta informação pode contribuir de modo significativo para o dimensionamento do suporte. A dimensão da zona plastificada, indica

uma tendência de maior convergência do maciço. Quanto maior a zona plastificada, maiores são as dificuldades em estabilizar a escavação. A zona plastificada sofre alteração ao longo do tempo, seja por meio da influência das escavações subterrâneas ou advindas de outras naturezas. Além de outros fatores, não menos relevantes, que interferem na alteração de tensão *in situ* como, a influência de escavações vizinhas; a propagação de ondas sísmicas; impactos mecânicos causados por equipamentos de saneamento mecanizado. Assim recomenda-se que sejam monitoradas as faces da escavação com medições de convergência, como indicativo de tomadas de decisões.

Estudos complementares devem ser realizados para calibrar dados de ensaios, do módulo de elasticidade e de resistência a compressão de amostras do maciço rochoso, como os resultados obtidos nos modelos bidimensionais em elementos finitos, utilizando o programa Phase2.

O concreto projetado é regido por um comportamento intrínseco à sua propriedade mecânica que se modifica com o ganho da resistência até que seja atingida a resistência máxima. Inúmeros são os desafios em utilizar o concreto projetado, como pele protetora na mina Cuiabá. O concreto projetado é fortemente influenciado pela mudança contínua do processo de hidratação do cimento, e precisa apresentar flexibilidade adequada a deformações impostas pelo maciço rochoso, entre outras propriedades não menos importantes. Em suma admite-se que quanto maior for a rigidez do material que compõe o suporte, maior deverá ser a sua capacidade de absorver os esforços solicitantes. O concreto projetado sofre grandes deformações a pequenas idades e apresenta comportamento de material dúctil. Já em idades mais avançadas, apresenta estrutura mais rígida, comportamento de material frágil.

A utilização do concreto projetado é fortemente recomendada como elemento de suporte para escavações subterrâneas. Pela facilidade e agilidade de instalação, além de apresentarem redução de materiais saneados. Observou-se na mina Cuiabá redução no volume de *overbreak* em áreas onde executado suporte em tirantes e concreto projetado. Inúmeras são as recomendações para que o uso do concreto projetado atue como sistema de suporte retendo e protegendo o maciço rochoso, de modo a assegurar que o sistema de estabilidade do ciclo de desenvolvimento da mina apresente tendência crescente.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA OUTROS ESTUDOS

No modelo, em estudo, o material do maciço rochoso foi considerado como material elastoplástico, tanto para litologia X2CL e quanto para a litologia BIF, como meios contínuos, isotrópicos e homogêneos. Para caracterização do maciço, utilizou-se os dados do mapeamento geomecânico apresentados por Padula em 2016. Para as propriedades do maciço rochoso, adotou-se os parâmetros apresentados por Freire (2016). O modelo bidimensional para análise foi elaborado no programa Phase2. Os resultados obtidos devem ser tratados com muita cautela, pois foram feitas muitas simplificações adotadas no modelo em estudo. Como, por exemplo, pressão *in situ* constantes, escavação em formato geométrico idealizado, observação em tempo determinado, propriedades constantes do concreto projetado.

As deformações máximas obtidas na face da litologia BIF aproximadamente 0,6cm para as paredes; e para a litologia X2CL aproximadamente de 3,0cm para o piso. O valor obtido na modelagem diz respeito somente à relação convergência-confinamento intrínseca à propriedade do maciço rochoso quando tratado como maciço isotrópico e homogêneo, material elastoplástico. O raio da zona plástica aproximado de 8,0m para o teto e piso e 5,8m para as paredes, representado em formato de elipse para a litologia X2CL. Para a litologia BIF, o raio da zona plástica e aproximadamente 4,5m para o teto e piso.

Os resultados obtidos através da modelagem computacional, indica que o comportamento da litologia X2CL apresenta maior deformação e têm rigidez associada a 20GPa. Já o comportamento da litologia BIF apresenta menor deformação, e está associada a rigidez de 40GPa. Ambas as litologias apresentam comportamento elástico regidos até a redução da pressão em torno de 60%. O perfil longitudinal apresentado mostra que para ambas as litologias avaliadas, a deformação na face da escavação tende a se estabilizar a uma distância de 2,0R da face, e a deformação na face representa aproximadamente 30% da deformação total.

Dentre todas as alternativas de suportes avaliadas, variando a resistência a compressão e espessura do concreto projetado, nenhuma apresentou desempenho satisfatório, tanto para litologia X2CL quanto para BIF. Para a litologia BIF, a alternativa 12, apresenta fator de

segurança mínimo de 1,4 admitido como aceitável no critério de segurança estabelecido para a condição de operação. Porém, devem ser avaliadas as condições de trabalhabilidade, índice de reflexão, além da ruptura precoce do concreto projetado em camadas espessas. Alternativas incluindo o uso de chumbadores ou tirantes em conjunto com o concreto projetado, pele resistente, não foram consideradas, devendo ser avaliada em trabalho futuro.

Como sugestão para trabalhos futuros avaliar à utilização de fibras, incorporadas ao traço do concreto, para aumento da flexibilidade e tenacidade. Diferentes traços de concreto considerando entre eles o uso de rejeito de processo de mineração. Propõe-se que seja estudado o comportamento do concreto projetado sobre sistema de suporte em tirantes e tela metálica.

REFERÊNCIAS

NBR 14026 (2012) - Concreto projetado — Especificação

NBR 16697 (2018) Cimento Portland – Requisitos

AFTES. **Conception et dimensionnement du béton projeté utilisé en travaux souterrains**. Paris, França: GT20R1F1, 2000. 40 p.

ALKMIM, F.F.; MARSHAK, S. Transamazonian Orogeny in the southern São Francisco Craton Region, Minas Gerais, Brazil: evidence for Paleoproterozoic collision and collapse in the Quadrilátero Ferrífero. **Precambrian Research**, v. 90, p. 29-58, 1998.

ALMEIDA F.F.M. O Craton do São Francisco. **Revista Brasileira de Geociências**, v. 7, p.349-364, 1977.

AMADEI, B.; STEPHANSSON, O. **Rock stress and its measurement**. London: Chapman and Hall, 1997. 490 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6023: Informação e documentação - Referências - Elaboração. Rio de Janeiro, 2002.

AYDAN, O.; SEZAKI, M.; KAWAMOTO, T. Mechanical and numerical modeling of shotcrete. In: NUMOG IV – NUMERICAL MODELS IN GEOMECHANICS, 1992, Swansea (UK). **Proceedings of the fourth international symposium on numerical models in geomechanics**, 1992. p. 757-764.

BALTAZAR, O.F.; ZUCCHETTI, M. Lithofacies associations and structural evolution of the Archean Rio das Velhas Greenstone Belt, Quadrilátero Ferrífero, Brazil: A review of the settings of gold deposits. **Ore Geology Reviews**, v. 32, p. 471-499, 2007.

BARBOSA, E. **Avaliação do suporte com cabos de aço na Mina Cuiabá (Sabará MG)**. 2008. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2008.

BARBOSA, K. J. **Avaliação geotécnica de lavra subterrânea do corpo Serrotinho da Mina Cuiabá através de modelagem numérica tridimensional**. 2010. 219 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.

BARLA, G. **Tunnelling under squeezing rock conditions Eurosummer**. Innsbruck: School in Tunnel Mechanics, 2001. p. 169-268.

BARTON, C.A.; ZOBACK, M.D.; BURNS, K.L. In-situ stress orientation and magnitude at the Fenton geothermal site, New Mexico, determined from wellbore breakouts. **Geophysical research letters**, v.15, n.5, p. 467-470, 1988.

BARTON, N.; LIEN, R.; LUNDE, J. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. **Rock Mechanics**, (6), p. 183-236, 1974.

BARTON, N.; LIEN, R.; LUNDE, J. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. **Rock Mechanics**, v. 6, p. 189-236, 1974.

BEWICK, R.P. **Effects of Anisotropic Rock Mass Characteristics on Excavation Stability**. 2008. Dissertação (Mestrado) – Laurentian University, Sudbury, Ontario – Canada, 2008.

BEWICK, R.P.; KAISER, P.K. Influence of rock mass anisotropy on tunnel stability. ROCKENG09. **Proceedings of the 3rd CANUS Rock Mechanics Symposium**. Toronto, 2009.

BIENIAWSKI, Z. T. **Engineering Rock Mass Classification**. New York: John Wiley & Sons, 1989.

BOUVARD-LECOANET, A.; COLOMBET, G.; ESTEULLE, F. **Ouvrages Souterrains: Conception, realisation, entretien**. Paris: Presses de L'école nationale des ponts et Chaussées, 1988.

BRADY, B. H.; BROWN, E. **Rock mechanics for underground mining**. 3rd ed. Dordrecht: Kluwer Academic Publisher, 2004. 628 p.

BRANDANI, D. B., ARMELIN, J. L., FIGUEIREDO, R. P. Uso de células tipo STT-Furnas na determinação de tensões *in situ* na Mina Cuiabá- Sabará/MG. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE MECÂNICA DAS ROCHAS – SBMR, 2016, Belo Horizonte.

BROWN, E. T. *et al.* **Ground response curves for rock tunnels**. J. Geotech. Eng., 1983. 109 p.

CAI, M.; KAISER, P. K. **Support function requirements and support element characteristics**. Ground Control in Highly stressed Hard Rock Mines – Deep Mining, 2010.

CAMPOS, V. F. **Gerenciamento da Rotina do Trabalho do Dia a Dia**. 9. ed. Nova Lima: Falconi, 2013.

CARRANZA-TORRES, C.; FAIRHURST, C. Application of the convergence-confinement method of tunnel design to rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion. **Tunnelling and Underground Space Technology**, s.l., v.15, n.2, p. 187-213, 2000.

_____. **Self-similarity analysis of the elasto-plastic response of underground opening in rock using the Hoek-Brown failure criterion**. s.l.: Paper to be submitted to the Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 1999.

CELESTINO, T. B. Projeto de revestimento de túneis em concreto projetado. In: ENCONTRO TÉCNICO DO CBT 1: TÚNEIS EM SOLO, 1992, 1992. p. 1-21.

_____. **Requisitos de projeto do revestimento de concreto projetado: Concreto projetado - Aplicações e novas tendências.** São Paulo: EPUST/IPT, 1991. p. 45-55.
CELESTINO, T. B.; GUIMARÃES, M. C. B. **Tunnel design considering rock masses and shotcrete time-dependent properties.** Santiago: South American Rock Mechanics Congress – ISRM International Symposium, 1994. vol.1, p. 373-380.

CHANG, Y. **Tunnel support with shotcrete in weak rock – A rock mechanics study.** Atocolm, Sweden: Doctorial thesis, Royal Institute of Technology, 1994. 166 p.

CHEMALE, F.J.; ROSIERE, C.A.; ENDO, I. The tectonic evolution of the Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais, Brasil. **Precambrian Research**, v. 65, p. 25-54, 1994.

CHERN, J. C.; YU, C. W.; SHIAO, F. Y. **Tunnelling in squeezing ground and support estimation.** Taipei: Proc. Reg. Symp. Sedimentary Rock Engineering, 1998. p. 192-202.

CHRYSSANTHAKISV, P.; BARTON, N.; CHRISTIANSON, M.; LORIG, L. Numerical Simulation of fiber Reinforced Shotcrete in a Tunnel Usingg the discrete element Method. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Science**, v. 34, p. 3-4, 1997.

COETZER, S.; SELLERS, E. **Measurement of rock stess at Cuiabá gld mine Brazil.** CSIR Miningtek, 2004. Relatório Interno. 38 p.

COTA, R. F. **Utilização de extensômetro e televisionamento de furos para estudo de estabilidade do hanging wall-realce 10.2 Fonte Grande Sul, Mina Cuiabá – Sabará/MG.** 2011. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2011.

DARDENNE, M.A.; SCHOBENHAUS, C. **Metalogênese do Brasil.** Brasília: Universidade de Brasília, 2001. 392 p.

DEERE, D.U.; HENDRON JR, A.J.; PATTON, F.D; CORDING, E.J. **Design of surface and near surface construction in rock.** Failure and Breakage of Rock. New York: Fairhurts, 1967. p. 237-302.

DETOURNAY, E. e C. FAIRHURST (1987) – **Two-dimensional elastoplastic análiseis of a long cylindrical cavity under non-hydrostatic loading.** Int. J. Rock Mech & Geomech. Abstr., vol. 24, n. 4, pp 197-211.

DETOURNAY, E. e C. M. St. John (1988) – **Design charts for a Deep circular tunnel under non-uniform loading.** Rock Eng., vol. 21, pp.119-137.

DIEDERICHS, M.S.; **When does brittle failure become violent? Spalling and Rockburst characterization for deep tunneling projects.** Queen’s University, Kingston, Canada. World Tunnel Congress 2014, Foz do Iguaçu, Brasil.

DIEDERICHS, M.S; CARTER, T.; MARTIN, D. **Practical Rock Spall Prediction in Tunnels.** Tunnelling Assciation of Canada, 2007.

DUNCA FAMA, M. E. **Numerical modelling of yield zone in weak rocks.** Comprehensive rock engineering. Oxford: ed. J. A. Hudson, 1993. vol. 2, p. 49-75,

EINSTEIN, H. H.; SCHWARTZ, C.W. Simplified analysis for tunnel supports. **Jornal of the Geotechnical Engineering Division**, American Society of Civil Engineers, 105 (GTA), 1979. p. 499-518

EVERITT, R. A. E LAJTAI, E. Z. 2004. The Influence of rock fabric on excavation damage in the Lac du Bonnett granite. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Science**, v. 41, p. 1277-1303, 2004.

FAIRHUST, C. Stress estimation in rock: a brief history and review. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Science**, v. 40, p. 957-973, 2003.

FREIRE, G.R. Comparação do método empírico de Lunder e Pakalnis e modelagem numérica para dimensionamento de pilares na mina Lamego, Sabará-MG. Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas, 2016.

FENNER, R. **Unterssuchungen zur Erkenntis des Gebirgsdruckes.** Glukuf, 1938. 74 p.

FERNANDES, R. C.; ENDO, I.; PEREIRA, R. M. P.; RIVAROLA, I.; SOUZA, J. C. **Geologia e evolução estrutural do depósito aurífero Cuiabá: novas perspectivas para a exploração mineral.** Ouro Preto – MG, 2016. Publicação em Poster, SimexMin.

FIGUEIREDO, R. P. **Notas de Aula da disciplina Mecânica das Rochas – Mestrado Profissinal**, Escola de Minas – Núcleo de Geotecnia, 2014.

FOÁ, S. B.; ASSIS, A. P. **Concreto projetado para túneis.** Brasília: Departamento de engenharia civil e ambiental Universidade de Brasília, 2002. Apostila.

FURNAS CENTRAIS HIDRELÉTRICAS S.A. **Relatório DCT.T.04.009.2005-R0. Ensaios em amostras de rocha.** Goiânia, 2005. 15 p. Relatório.

GOEL, R.K.; JETHWA, J.L.; PAITHANKAR, A.G **Correlation between Barton's Q and Bieniawski's RMR – A New Approach.** International Journal of Rock Mechanics, Mining and Science, v. 33, p.179-191, 1996.

GOEL, R.K.; JETHWA, J.L.; PAITHANKAR, A.G. **Indian experience with Q and RMR system** **Tunnelling and Underground Space Technology**, Pergamon, Vol. 10. p. 97–109, 1995.

GOMES, R. A. M. P. **Análise tridimensional de túneis considerando o comportamento dependente do tempo na interação maciço-suporte.** 2006. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

GOODMAN, R. E. **Introduction to rock mechanics.** 2. ed. New York: Wiley, 1989.

GRAZIANI, A.; BOLDINI, D.; RIBACCHI, R. **Practical estimate of deformations and stress relief factors for deep tunnels supported by shotcrete.** Italy: Rock mech. rock engng, 2005. 38 (5), p. 345-372.

GRIMSTAD, E. AND BARTON, N. **Updating the Q-System for NMT.** Proc. int. symp. On sprayed concrete - modern use of wet mix sprayed concrete for underground support, Fagernes. 46-66. Oslo: Norwegian Concrete Assn. 1993.

GUENOT, A. Borehole breakouts and stress fields. **International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences**, v. 26, n. 34, p. 185-195, 1989.

HADJIGEORGIOU, J., POTVIN, Y., **Hard Rock Ground Control with Steel Mesh and Shotcrete.** 3rd ed. SME Mining Engineering Handbook, 2011. Chapter 8.6.

HAIMSON B.; LEE, H. Borehole breakouts and compaction bands in two high porosity sandstones. **International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences**, v. 41, p. 287-301, 2004.

HALGEIR, D.; TROND, L. **In situ rock stress measurements, brief descriptions of methods applied by SINTEF.** Practical applications. SINTEF Civil and Environmental Engineering Rock and Soil Mechanis. Norway, 2005.

HEIDBACH, O.; TINGAY, M.; BARTH, A.; REINECKER, J.; KURFEB, D.; MULLER, B. **The 2008 release of the World Stress Map.** 2008. Disponível em: <<http://www.world-stress-map.org>>. Acesso em: 10 out. 2012.

HOEK, E. **Practical Rock Engineering.** 1. ed. Vancouver, Canada: Evert Hoek Consulting Enginner Inc., 2000.

_____. **Suporte for very weak rock associated with faults and shear zone.** Kalgoorlie, Australia: International Symposium on rock support and reforncement pratice in mining, 1999. 20 p.

_____. **Tunnel support in weak rock.** Taipei, Taiwan: Proc. Reg. Keynote address, Symposium of Sedimentary Rock Engineering, 1998. p. 20-22.

HOEK, E.; BROWN, E. T. **Undergroud excavations in rock.** London: The institution of minig and metallurgy, 1980. 527 p.

HOEK, E.; CARRANZA-TORRES, C.; CORKUM, B. **Hoek-Brown Failure Criterion.** 2002.

HOEK, E. *et al.* **Integration of geotechnical and strutural design in tunneling.** University of Minnesota 56th Annual Geotechnical Engineering Conference to be held in Minneapolis, 2008. 54 p.

HOEK, E.; GUEVARA, R. Over coming squeezing in the Yacambú-Quibor Tunnel, Venezuela. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, v. 42, n. 2, p. 389-418, 2009.

HOEK, E.; KAISER, P. K.; BAWDEN, W. F. **Support of underground excavations in hard rock.** 1995.

HOEK, E.; KAISER, P.K; BAWDEN, W.F. **Support of Underground Excavations in Hard Rock.** Funding by Mining Research Directorate and Universities Research INcentve Fund, 1993.

HOLCOMBE, R.J.; COUGHLIN, T.J. Structural observations in the northern Quadrilatero-Ferrifero and implications for gold mineralization. **Internal Technical Report.** Peru, 2003.

HUDSON, J. A.; HARRISON, J.P. **Engineering rock mechanics:** an introduction to the principles. 2nd. ed. Oxford: Pergamon, 2000. v. 1. 458 p.

HUDSON, J.A.; COLLING, C.M. In situ rock stress and their measurements in the U.K. Part I. The current state of knowledge. **International Journal of Rock Mechanics Mining Sciences & Geomechanics Abstract**, v. 25, n.6, p. 363-370, 1988.

HUDSON, J.A.; CORNET, F.H.; CHRISTIANSSON, R. ISRM Suggested methods for rock stress estimation. Part 1: Strategy for rock stress estimation. **International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences**, v. 40, p. 991-998, 2003.

HUEBNER, K. H. *et al.* **The Finite Element Method for Engineers.** New York: John Wiley and Sons, inc., 2001.

HUTCHINSON, D. J.; DIEDERICHS, M. S. **Cablebolting in underground mines.** Vancouver: BiTech. 1996. 406 p.

ITASCA. **Flac 3.30, User's Manual Itasca Consulting Group.** Inc. Mineapolis Minesota, USA, 1995.

JAEGER, J. C.; COOK, N. G. W. **Fundamentals of Rock Mechanics.** 3. ed. Londres: Chapman e Hall, 1979. 593 p.

JAGER, A. J.; RYDER, J. A. **Rock Engineering Practice – a handbook for tabular hard rock mines.** Johannesburg: The safety in mines research advisory committee (SIMRAC), 1999. 371 p.

KAGA, N.; MATSUKI, K.; SAKAGUCHI, K. The in situ stress states associated with core discing estimated by analysis of princiapl tensile stress. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, v. 40, p. 653-665, 2003.

KAISER, P. K. **Deformation-based support selection for Static and Dynamic Conditions.** IMS – Institute of mine seismology Workshop. Laurentian University, 2015.

KAISER, P.K.; DIEDERICHS, M. S.; MARTIN, C. D.; SHARP, J.; STEINER, W. **Underground works in hard rock Tunnelling and mining.** GeoEng2000. Technomic Publ. Co., 2000.

- KUCHTA, M. E., **Quantifying the increase in adhesion strength of Shotcrete applied to surfaces treated with high-pressure water**. SME Annual Meeting, Phoenix, Arizona, USA, 2002.
- LAWANI, K. O. **Rock stress Orientation from Borehole Breakouts and its correlation to drill parameters and geology**. 2007. 69 p. Dissertação (Mestrado em Mecânica das Rochas) - Luleå University of Technology, Luleå, Suécia, 2007.
- LEICA GEOSYSTEMS. **Leica ScanStation C10**. Suíça, 2016. Disponível em: www.leica-geosystems.com/hds. Acesso em: 10 out. 2017.
- LI, Y.; SCHMITT, D.R. Drilling-induced core fractures and in situ stress. **Journal of Geophysical Research**, v. 103, n. B3, p. 5225-5239, 1998.
- LIBBY, D. **As minerações estrangeiras em Minas: o escravo e o sistema fabril. População e mão de obra na província de Minas Gerais (1830-1889)**. 1987. Tese (Doutorado) Universidade de São Paulo, São Paulo, 1987. p. 265-359.
- LJUNGGREN, C.; YANTING CHANG; JANSON, T.; CHRISTIANSSON, R. An overview of rock stress measurements methods. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, v.40, p. 975-989, 2003.
- LOBATO, L. M.; RIBEIRO-RODRIGUES, L.C.; VIEIRA, F. W. R. Brazil's premier gold province. Part II: Geology and Genesis of gold deposits in the archean Rio das Velhas greenstone belt, Quadrilátero Ferrífero. **Mineralium Deposita**, v. 36, p, 249-277, 2001.
- LOMBARDI, G. **Dimensioning of tunnel linings with regard to constructional procedure**. Tunnel and tunneling, 1973.
- LONDE, P. Discussion on the determination of the shear stress failure of rock masses. **ASCE J. Geotech. Engng. Div.**, vol.114 (n. 3), p. 374-376, 1988.
- LUNARDI, P. **Design and construction of tunnels analysis of controlled deformations in rock and soils (ADECO-RS)**. Spring Science & Business Media, 2008.
- MAGALHÃES, F. S. **Tensões regionais e locais: casos no território brasileiro e padrão geral**. 1999. 240 p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.
- MARINOS, P.; HOEK, E. **GSI: A geologically friendly too for rock mass strength estimation**. Proc. GeoEng2000, Melbourne, 2000.
- MARTINS, P. A. **Análise numérica de escavações subterrâneas com ênfase na interação entre o maciço e o suporte em concreto projetado a baixas idades**. 2008. 194p. Tese (Doutorado em geotecnia) – ENC/FT/Unb, Universidade Federal de Brasília, Distrito Federal, 2008.
- MATSUMOTO, Yoshiji; NISHIOKA, Takashi. **Theoretical tunnel mechanics**. University of Tokyo Press, 1991.

MESCHKE, G.; KROPIC, C.; MANG, H. A. **Numerical analyses of tunnel by means of viscoplastic material model for shotcrete.** International Journal for Numerical Methods in Engineering. **John Wiley & Sons.** Vol. 39, p. 3145-3162, 1996.

MESCHKE, G. (1996). **Consideration of aging of shotcrete in the context of a 3-D viscoplastic material model.** Numerical methods in geomechanics, vol.39 pp. 3123-3143.

MINERAÇÃO MORRO VELHO. **Morro Velho – história, fatos e feitos.** Nova Lima: Morro Velho, 1996.

MINING MAGAZINE. **Underground safety, Shotcreting, Fleet & Data Management, Energy storage.** Local: Editora, 2015. ISSN 0308-6631.

MIRZAMANI, B. O.; TAVASSOLI, M.; ORACE, K. Designing Shotcrete as primary support in tunnels. In: 30TH INTERNATIONAL CONFERENCE ON GROUND CONTROL IN MINING, 30, 2011,

OLIVEIRA, D. **Comunicação eletrônica do dia 10/dezembro/2013.** Coffey Associates, 2013.

ORESTE, P. P. A numerical approach to the hyperstatic reaction method for the dimensioning of tunnel supports. **Tunnelling and Undergroud Sapace Technology**, v. 22, n. 2, p. 185-205, 2007.

_____. A procedure for determining the reaction curve of shotcrete lining considering transient conditions. **Rock mechanics and rock engineering**, 36(3), p. 209-236, 2003a.

_____. Analysis of structural interaction in tunnels using the convergence-confinement approach. **Tunneling and underground space technology**, 18(13), p. 347-363, 2003b.

ORESTE, P. P.; PEILA, D. Modelling progressive hardening of shotcrete in convergence-confinement approach to tunnel design. **Tunnelling and underground space thechnology**, 12(13), p. 425-431, 1997.

PACHER, F. Deformations messungen in Versuchsstollen als Mittel zur Erfoschung des Gebirgs, verhaltens und zur Bemessung des Ausbaues. **Felsmechanik und Ingenieurgeologie**, Supplementum IV., 1964.

PADULA, R. C. **Determinação de fatores de correlação a partir da caracterização do maciço rochoso na mina Cuiabá – Sabará/MG.** 2016. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2016.

PAKALNIS, R.; Empirical Design Methods – Update 2014. In: 1st INTERNATIONAL CONFERENCE ON APPLIED EMPIRICAL DESIGN METHODS IN MINING, 1,

PANET, M. **Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement.** Paris: Presse de l'ENPC, 1995.

_____. **The convergence-confinement method.** AFTES - Recommendations des groupes de travail, 2001. 11 p.

PANET, M.; GUELLEC, P. Contribution à l'étude du soutènement derrière le front de tail. In: 3rd CONGRESSO THE INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS. **Proceedings**, Denver, v. 2, part B., 1974.

PANET, M.; GUENOT, A. **Analysis of convergence behind the face of a tunnel. Proc. tunnelling'82.** Brighton, England, London: IMM, 1982. p. 197-204.

PAPWORTH, F.; Design guidelines for the use of fibre reinforced shotcrete in ground support. In: 27th CONFERENCE ON OUR WORLD IN CONCRETE & STRUCTURES –, 27, 2002, Singapore Concrete Institute.

PENIDO, H. A. **Modelagem computacional de túneis: o caso dos túneis da mina de Fábrica Nova.** 2006. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2006.

PEREIRA, F. B. **Caracterização da Rampa FGS – Nível 11 ao 17.** Relatório interno da Mina Cuiabá. Gerência de Mecânica das Rochas – AngloGold Ashanti. 2014. Relatório.

PEREIRA, F.B. **Interpretação do Overbreak da rampa fonte grande sul (Mina Cuiabá) e suas interações com o sistema de suporte,** 2016. 146f Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2016.

POTVIN, Y., D.; STACEY, J.; HADJIGEORGIOU. **Surface support in mining.** Washington: Australian center for geomechanics. CSIRO – Curtin University – University of WA, 2004.

POTVIN, Y.; THOMAS, E. G.; FOURIE, A. B. **Handbook on Mine Fill.** ACG Australian Center for GEomechnics, CSIRO, Curtin University, University of WA, 2005.

RANKIN, L. R. **Quadrilátero Ferrífero Project Southern Brazil: Structural Controls on Gold Mineralisation and Targeting.** Geointerp Confidential Report, 2006. 67 p.

RIBEIRO-RODRIGUES, L. C. **Gold in archaean banded iron-formation of the Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais, Brazil-the Cuiabá mine.** 1998. 264 p. Tese (Doutorado) (Auguststinus Verlag Aachener Geowissenschaftliche Beitrage Band 27). Aacher University of Technology, Aachen, Alemanha, 1998.

RIBEIRO-RODRIGUES, L.C; OLIVEIRA, C.G.; FRIEDRICH, G. The Archaean BIF-hosted Cuiabá Gold deposit, Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais, Brazil. **Ore Geology Reviews**, v. 32, n. 3, p. 543-570, 2007.

RISPIN, M.; BROOKS, J. **Shotcrete in North American underground mines: yesterday, today and tomorrow.** Ohio, U.S.A. Metal Mining division of CIM, 2001.

ROCHA, M. **Mecânica das Rochas.** Lisboa: LNEC, 1981. vol.1.

RODRIGUES, V. **Nova Lima dos Ingleses - a história do pioneiro George Chalmers.** 1. ed. Nova Lima: Editora!, 2012.

SAM, S. **Shotcrete for Mining Applications.** UGC International. Degussa Construction Chemicals, 2002.

SCHWARTZ, C. W.; EINSTEIN, H. H. **Improved design of tunnel supports: Simplified analysis for ground-structure interaction in tunnelling**. Massachusetts Institute of Technology, Boston, 1980. Vol. 1, 427 p. (Report N° UTA_MA_06-01000-80-40).

SEYMOUR, J.B.; MARTIN, L.; CLARK, C.; STEPAN, M.; JACKSHA, R.; PAKALNIS, R.; ROWORTH, M.; CACERES, C. **A shotcrete adhesion test system for mining application**. NIOSTIC2 20038056, 2011.

SILVA, B. C. R. **Aplicabilidade e limitações do método de convergência-confinamento em projetos de escavação subterrâneas**. 2015. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2015.

SIREN, T.; KANTIA, P.; RINNE, M. Consideration and observations of stress-induced and construction-induced excavations damage zone in crystalline rock. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, v.73, p. 165-174, 2015.

SJOBERG, J.; CHRISTIANSSON, R.; HUDSON, J.A. ISRM Suggested methods for rock stress estimation – Part 2: Overcoring methods. **International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences**, v. 40, p. 999-1010, 2003.

STACEY, T. R.; MASON, D. P.; FOWKES, N. **A review of mechanics of shotcrete and thin spray on liner support, and recent investigations**. ITA, SAI MM e SANCOT. Shotcrete for Africa Conference, 2009.

STACEY, T.R. A simple extension strain criterion for fracture of brittle rock. **International Journal of Rock Mechanics, Mining Sciences and Geomechanics**, vol.18, p. 469-474, 1981.

STACEY, T.R. Contribution to the mechanism of core discing. **Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy**, Johannesburg, v. 9, p. 269-274, 1982.

STACEY, T.R.; WESSELOO, J. **Application of indirect stress measurement techniques (non strain gauge based technology) to quantify stress environments in mines**. Final Project Report. The University of the Witwatersrand & SRK Consulting. Project Number GAP 858. 2002.

STEPHANSSON, O; ZANG, A. **ISRM Suggested Methods for Rock Stress Estimation – Part 5: Establishing a model for the in situ stress at a given site**: Springer, 2012. Disponível em: < <http://link.springer.com/content/pdf/10.1007%2Fs00603-012-0270-x.pdf>>. Acesso em: 13 ago. 2012.

TINGAY, M.; REINECKER, J.; MÜLLER, B. **Borehole breakout and drilling induced fracture analysis from image logs**. World Stress Map Project, Guidelines: Image logs, 2008.

TOLEDO, C. L.B. **Controle Estrutural da Mineralização Aurífera na Mina de Cuiabá, Setor Noroeste do Greenstone Belt Rio das Velhas, Quadrilátero Ferrífero MG**. 1997. Dissertação (Mestrado) – Instituto de Geociências, UNICAMP, Campinas – São Paulo, 1997.

TRÓPIA, I. R. **Análise das tensões *in situ* em ambiente de lavra subterrânea - Mina Cuiabá - Sabará/MG.** 2013. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2013.

U.S.A.C.E. United States Army Corps of Engineers. **Tunnels and Shafts in Rocks: Engineering and Design.** Washington D.C., 1997. chapter 9.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS. **Ensaio de determinação da resistência à compressão uniaxial (módulo de elasticidade e razão de Poison).** Escola de Engenharia, Departamento de Engenharia de Minas. Belo Horizonte, 2012. 20 p.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS. **Ensaio de resistência: compressão uniaxial (módulo de elasticidade e razão de Poison).** Escola de Engenharia, Departamento de Engenharia de Minas. Belo Horizonte, 2013. 28 p.

VIDAL, D. S. **Mapeamento geológico do nível 3 da mina Cuiabá. Relatório inédito.** Nova Lima: Mineração Morro Velho S. A., 1980.

VIEIRA, F. W. R.; OLIVEIRA, G. A. I. **Geologia do Distrito Aurífero de Nova Lima.** Minas Gerais: 1988.

VIEIRA, F.W.R. **Controle estrutural das mineralizações auríferas do Grupo Nova Lima.** Mineração Morro Velho Ltda. Janeiro, 2000. Relatório Interno.

WINDSOR, C. R.; THOMPSON, A. G. **The design of shotcrete linings for excavations created by drill and blast methods.** Rock Technology, Perth, Australia, 1999.

WINDSOR, C. R.; THOPSON, A. G. **Rock reinforcement – technology, testing, design and evaluation.** Pergamon: Oxford, 1993.

ZANG. A.; STEPHANSSON, O. **Stress Field of the Earth's crust.** London: Springer, 2010. 322 p.

ZDAZINSKY, C. Effect of electronic detonators in underground tunneling application. **The Journal of Explosives Engineering**, v. 32, p. 28-35, 2015.

ZHU, W.; GUANGYU, L.; WANG, K. Analyses of diskings phenomenon and stress field in the region of an underground powerhouse. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, v. 18, p. 1-15, 1985.

ZOBACK, M.D.; MOOS, D.; MASTIN, L.; ANDERSON, R. Wellbore breakouts and in situ stress

ANEXOS

Anexo I – Sistema de classificação RMR (adaptado de BIENIAWSKI, 1989)

Tabela 5: Sistema de classificação RMR (adaptado de Bieniawski, 1989).

A - PARAMETROS DE CLASSIFICAÇÃO COM SEUS PESOS									
Parâmetros			Faixa de valores						
1	Resistência da rocha intacta	Índice de carga puntiforme	>10MPa	>4-10 MPa	>2-4 MPa	>1-2 MPa	Para menores valores, recomenda-se ensaio		
		Resistência a compressão uniaxial	>250MPa	>100-250 MPa	>50-100 MPa	>25-50 Pa	>5-25 MPa	>1-5 MPa	<1MPa
	Peso	15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD	90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	<25%			
	Peso	20	17	13	8	3			
3	Espaçamento das descontinuidades	>2m	0,6-2m	200-600mm	60-200mm	<60mm			
	Peso	20	15	10	8	5			
4	Padrão das descontinuidades (ver tabela E)	Superfície muito rugosa, e sem alteração	Superfície pouco rugosa e levemente alteradas	Superfície pouco rugoso e muito alterada	Superfície estriada ou espessura de preenchimento <5mm ou	Espessura de preenchimento com material argiloso >5mm persistente			
	Fechada e sem persistência	Abertura <1mm	Abertura <1mm	Abertura de 1-5mm, persistente					
Peso	30	25	20	10	0				
5	Ação da água subterrânea	Vazão de infiltração por 10m de túnel (l/m)	Nulo	<10	10-25	25-125	>125		

	Peso	Pressão de água na junta/l	0	<0,1	0,1-0,2	>0,5
	Condições gerais no maciço	Completamente seco	Úmido	Molhado	Gotejamento	Fluxo abundante
	Peso	15	10	7	4	0

Tabela 6: Correlações e guias auxiliares para o sistema de classificação RMR (adaptado de Bieniawski, 1989).

B - CORRELAÇÃO POR DIREÇÃO E ORIENTAÇÃO DAS DESCONTINUIDADES (VER TABELA F)						
Direção e orientação do mergulho		Muito favorável	Favorável	Moderado	Desfavorável	Muito desfavorável
Pesos	Túneis e minas	0	-2	-5	-10	-12
	Fundações	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60
C - DETERMINAÇÃO POR DIREÇÃO E ORIENTAÇÃO DAS DESCONTINUIDADES (VER TABELA F)						
Peso		100-81	80-61	60-41	40-21	<21
Número da classe		I	II	III	IV	V
Descrição		Rocha Muito Boa	Rocha Boa	Rocha Média	Rocha Regular	Rocha Muito Ruim
D – SIGNIFICADO DA CLASSE DO MACIÇO ROCHOSO						
Número da classe		I	II	III	IV	V
Tempo médio de auto-sustentação / tamanho do vão		20 anos / 15m	1 ano / 10m	1 semana / 5m	10 horas / 2,5m	30 minutos / 1m
Coesão do maciço rochoso (kPa)		>400	300-400	200-300	100-200	<100
Ângulo de atrito do maciço rochoso (°)		>45	35-45	25-35	15-25	<15
E – GUIA PARA A CLASSIFICAÇÃO DAS DESCONTINUIDADES						

Persistência (comprimento da descontinuidade)	< 1m	1-3m	3-10	10-20	>20m
Peso	6	4	2	1	0
Abertura (espessura)	Nulo	<0,1mm	0,10-1,0mm	1-5m	>5mm
Peso	6	5	4	1	0
Rugosidade	Muito rugosa	Rugosa	Pouco rugosa	Lisa	Superfície estriada
Peso	6	5	3	1	0
Preenchimento (característica / espessura)	Nulo	Duro < 5mm	Duro > 5mm	Mole < 5mm	Mole > 5mm
Peso	6	4	2	2	0
Grau de alteração (intemperismo)	Inalterada	Levemente alterada	Moderada alterada	Fortemente alterada	Decomposta
Peso	6	5	3	1	0
F – EFEITOS DA DIREÇÃO E ORIENTAÇÃO DAS DESCONTINUIDADES, EM TÚNEIS*					
Direção Perpendicular ao eixo do túnel			Direção paralela ao eixo do túnel		
Ângulo de Mergulho 45°-90°	Ângulo Mergulho 20°-45°	Mergulho 45°-90°	Mergulho 20°-45°		
Muito favorável	Favorável	Muito favorável	Desfavorável		
Ângulo de Mergulho Contrário 45°-90°	Ângulo Mergulho Contrário 20°-45°	Mergulho de 0-20 sem relação a direção			
Desfavorável	Muito Desfavorável	Desfavorável			

Anexo II – Sistema Q

- Numero de famílias de descontinuidades (J_n)

O parâmetro J_n refere-se à influência do número de famílias de descontinuidades na qualidade mecânica do maciço rochoso.

Tabela 71: Qualificação do parâmetro J_n (adaptado de Barton et al., 1974).

Número de Famílias de Descontinuidades	J_n
Nenhuma ou poucas juntas	0,5-1,0
Uma família	2
Uma família mais juntas aleatórias	3
Duas famílias	4
Duas famílias mais juntas aleatórias	6
Três famílias	9
Três famílias mais juntas aleatórias	12
Quatro ou mais famílias, aleatórias, muito fraturadas, “sugar cube”	15
Rochas fragmentadas	20
(i) Para interseções de descontinuidades usar ($3 \times J_n$)	
(ii) Para portais usar ($2 \times J_n$)	

- Relação entre índice de rugosidade (J_r) e índice da alteração (J_a) das descontinuidades.

Os parâmetros J_r e J_a caracterizam as descontinuidades conforme sua rugosidade e o grau de alteração de suas paredes, respectivamente. A relação (J_r/J_a) deve ser medida para cada família considerada crítica. No caso da razão (J_r/J_a) de uma família favorável à estabilidade da escavação for o menor valor encontrado, deve-se considerar a descontinuidade menos favorável a estabilidade com o menor valor de (J_r/J_a).

Tabela 82: Qualificação do parâmetro J_r (adaptado de Barton et al., 1974).

Condições de rugosidade nas paredes	J_r
A) Contato rocha-rocha e sem deslocamento relativo entre paredes <10cm	
Fraturas não persistentes	4
Fraturas rugosas ou irregulares, onduladas	3
Fraturas lisas, onduladas	2
Fraturas polidas, onduladas	1,5
Fraturas rugosas ou irregulares, planas	1,5
Fraturas lisas, planas	1,0
Fraturas polidas ou estriadas, planas	0,5
B) Sem contato rocha-rocha e com deslocamento relativo entre paredes	
Fraturas preenchidas com material de natureza argilosa	1,0
Fraturas preenchidas com material de natureza granulas	1,0
(i) Acrescentar 1,0 ao valor de J_r quando o espaçamento médio das fraturas relevantes for maior que 3 metros.	

Tabela 93: Qualificação do parâmetro J_a (adaptado de Barton et al., 1974).

Condições de alteração nas paredes	J_a
A) Contato rocha-rocha e sem deslocamento relativo entre paredes	
Paredes duras, compactas, preenchimento impermeável	0,75
Paredes sem alteração	1,0
Paredes levemente alteradas, películas de materiais arenosos ou abrasivos	2,0
Paredes com material silto-arenoso com pequena fração argilosa	3,0
Paredes de material mole (micas, talco, etc.), e/ou com material expansivos	4,0
B) Contato rocha-rocha com deslocamento relativo entre as paredes < 10cm	
Paredes com partículas arenosas, fragmentos de rochas, etc	4,0
* Paredes com preenchimentos contínuos e pouco espessos (<5mm) de material argiloso fortemente sobreadensado	6,0
** Paredes com preenchimentos contínuos e pouco espessos (<5mm) de material argiloso mediantemente sobreadensado	8,0
*** Paredes com preenchimentos de materiais argilosos expansivos, valores variáveis com a porcentagem dos de argilo-minerais expansivos presentes e com a ação conjugada da água intersticial	8,0-12
C) Sem contato rocha-rocha e com deslocamento relativo entre as paredes	
Zonas de preenchimento com fragmentos de rochas e material argiloso (ver *, **, *** para caracterizar as condições das argilas)	6,0-8,0 ou 8,0-12,0
Zonas de preenchimento com material argiloso ou silto-argiloso	5,0
Zonas de contínuas de preenchimento com material argiloso (ver *, **, *** para caracterizar as condições das argilas)	10-13 ou 13-20

- Fator de Redução da resistência pela presença de água na descontinuidade (J_w)

A presença de água em uma descontinuidade contribui negativamente para as condições de estabilidade reduzindo a tensão normal efetiva na zona de cisalhamento. Pode também retirar ou alterar o preenchimento da descontinuidade reduzindo a resistência da descontinuidade ao cisalhamento.

Tabela 104: Qualificação do parâmetro J_w (adaptado de Barton et al., 1974).

Condições de influência da água	Nível da Água (m)	J_w
Escavação a seco ou com pequena afluência de água (5l/min)	<10	1,0
Afluência média da água com eventual carreamento do preenchimento	10-25	0,66
Afluência elevada de água em rochas competentes de fraturas não preenchidas	25-100	0,5
Afluência elevada de água com carreamento significativo do preenchimento	25-100	0,33
Afluência excepcionalmente elevada de água (ou jatos de pressão), decaimento com o tempo	>100	0,1-0,2
Afluência excepcionalmente elevada de água (ou jatos de pressão), sem decaimento com o tempo	>100	0,005-0,1

- Índice de Influência do Estado de Tensões do Maciço do Entorno da Cavidade (SRF)

O parâmetro SRF é estimado a partir de:

- Relaxamento de tensão quando a escavação atravessa uma zona de cisalhamento ou de maciços argilosos;
- Relação σ_c/σ_l quando o maciço rochoso é competente; σ_c é a resistência a compressão uniaxial do material e σ_l é a maior tensão principal antes da escavação;
- Confinamento ou relaxamento de tensões em maciços rochosos ditos incompetentes. σ_t é a resistência à tração da rocha.

Tabela 115: Qualificação do parâmetro SRF (adaptado de Barton et al., 1974).

Condições das tensões no maciço	SRF
A) Zonas de baixa resistência interceptando a escavação	
Ocorrência múltipla contendo material argiloso ou rocha quimicamente decomposta (qualquer profundidade)	10
Ocorrência específica contendo material argiloso ou rocha quimicamente decomposta (profundidade da escavação <50 m)	5,0
Ocorrência específica contendo material argiloso ou rocha quimicamente decomposta (profundidade da escavação >50 m)	2,5
Ocorrências múltiplas de zonas de material cisalhado em rochas competentes isentas de argila e com blocos desagregados de rochas (qualquer profundidade)	7,5
Ocorrências específicas de zonas de material cisalhado em rochas competentes, isentas de argila e com blocos desagregados de rochas (profundidade da escavação <50m)	5,0
Ocorrências específicas de zonas de material cisalhado em rochas competentes, isentas de argila e com blocos desagregados de rochas (profundidade da escavação >50m)	2,5
Ocorrência de juntas abertas e intenso fraturamento do maciço (qualquer profundidade)	5,0
(i) No caso de ocorrência de zonas de baixa resistência relevantes, mas não interceptando a escavação, recomenda-se a redução dos valores de SRF de 25 a 50%	

Tabela 126: Qualificação do parâmetro SRF para rochas competentes e com problemas de tensões (adaptado de Barton et al., 1974).

Condições de tensões no maciço	σ_c/σ_1	σ_t/σ_1	SRF
B) Rochas competentes (comportamento rígido às deformações)			
Tensões baixas, subsuperficiais	>200	>13	2,5
Tensões moderadas	200-10	13-0,66	1,0
Condições moderadas de rocha explosiva (Rockburst)	5-2,5	0,33-0,16	5-10
Condições intensas de rocha explosiva (Rockburst)	<2,5	<0,16	10-20
(i)	No caso de tensões subsuperficiais adotar SRF = 5,0 quando a profundidade da abóbada da escavação abaixo da superfície do terreno for menor que sua dimensão característica (largura do vão)		
(ii)	Para maciços muito anisotrópicos, introduzir correções de σ_c e σ_t de acordo com os seguintes critérios: se $\sigma_1/\sigma_3 < 10$ reduzir σ_c para 0,8 σ_c e σ_t para 0,6 σ_t , se $\sigma_1/\sigma_3 > 10$ reduzir σ_c para 0,6 σ_c e σ_t para 0,6 σ_t		

Anexo III – VLACHOPOULOS e DIEDERICHS

O perfil de deslocamento longitudinal apresentado por Vlachopoulos e Diederichs (2009).

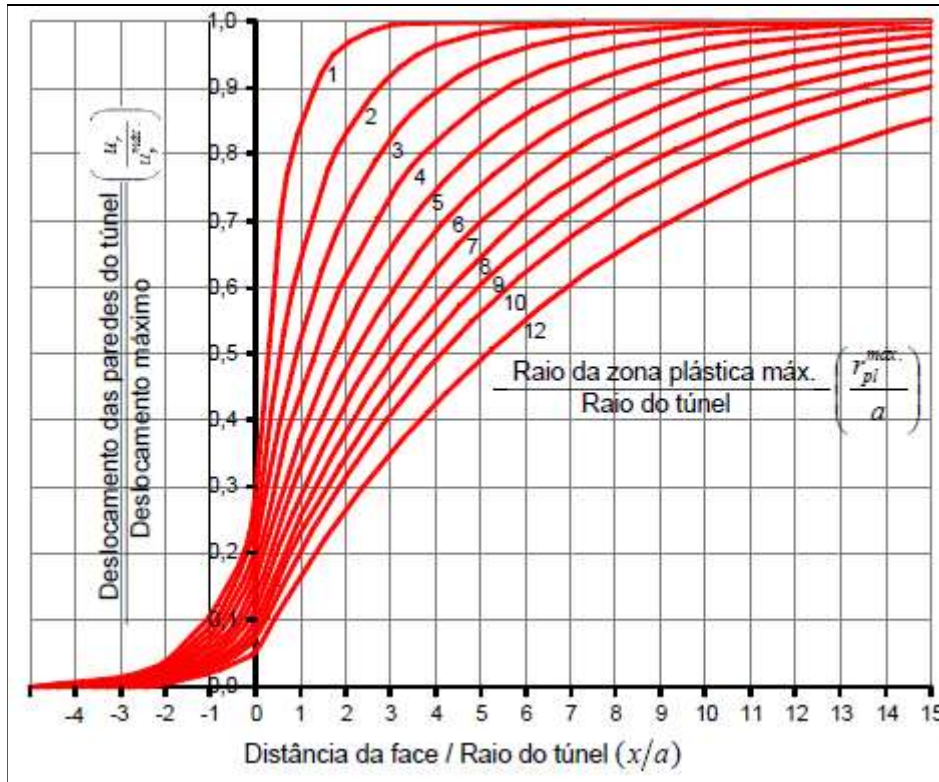
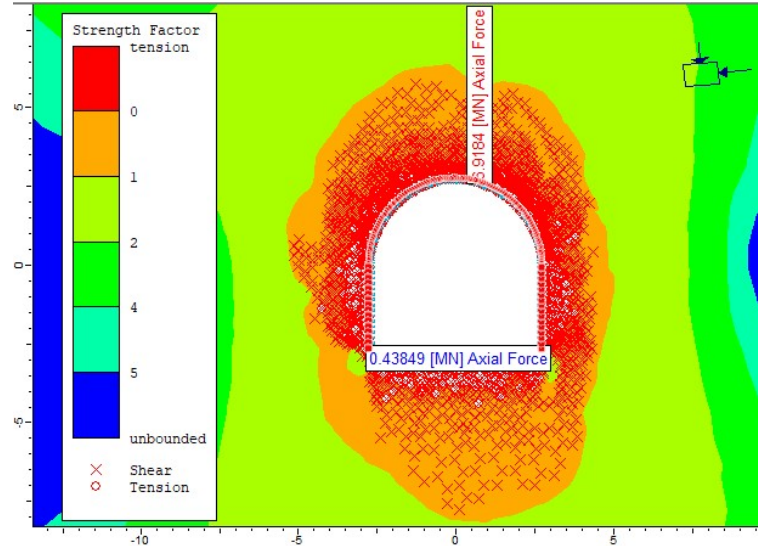


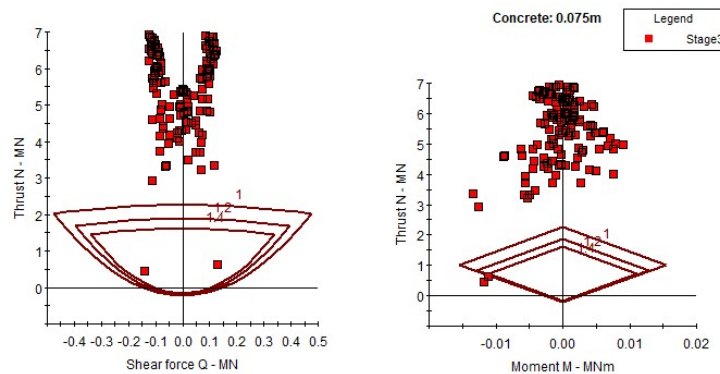
Figura III.1: Perfil de deslocamento longitudinal (modificado de Vlachopoulos e Diederichs, 2009).

Anexo IV - Resultados das Análises

Alternativa 1 – X2CL, concreto projetado de 30MPa – espessura de 7,5cm



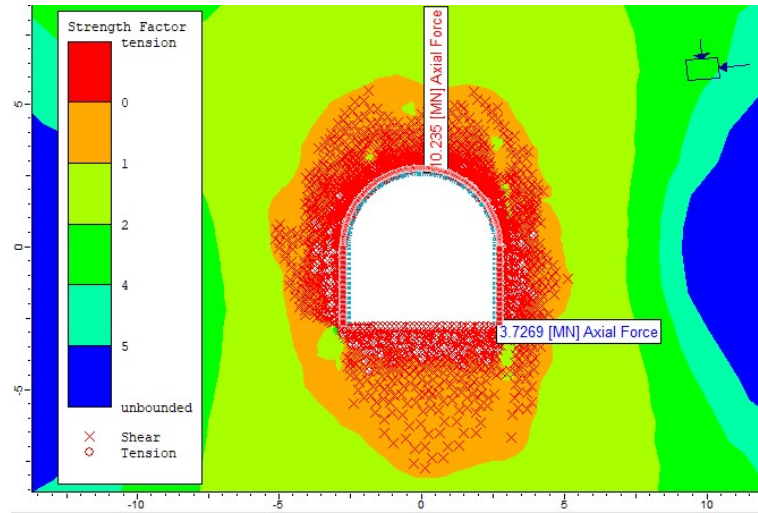
(a)



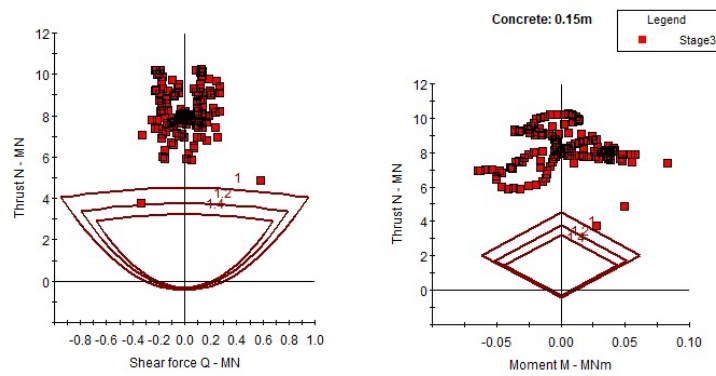
(b)

Figura IV-1 – Resultado da análise da alternativa 1 X2CL - (a) FSs superpostos às zonas plastificadas (representadas por o e x, respectivamente, para plastificação por tração e compressão/cisalhamento), à condição do concreto projetado (representado por o quando plastificado/trincado) e o esforço normal máximo 6,92MN e mínimo 0,44MN na face da escavação; (b) envoltória de resistência para FS = 1, FS = 1,2 e FS = 1,4 dos esforços no concreto.

Alternativa 2 – X2CL, concreto projetado de 30MPa – espessura de 15cm



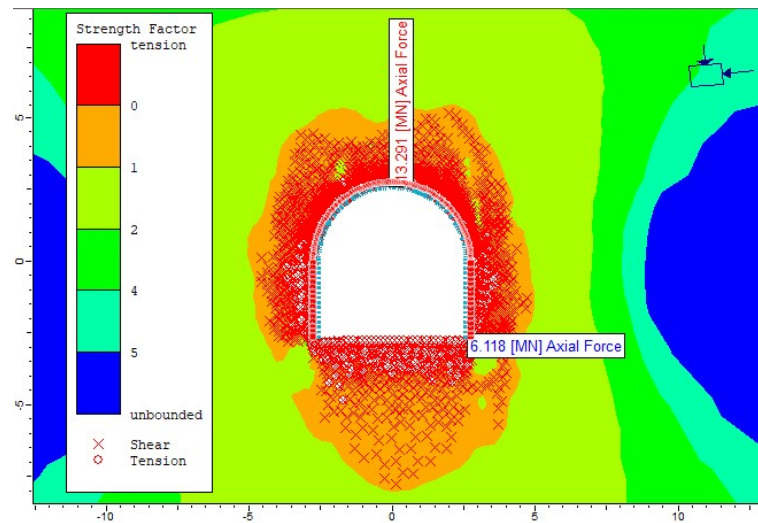
(a)



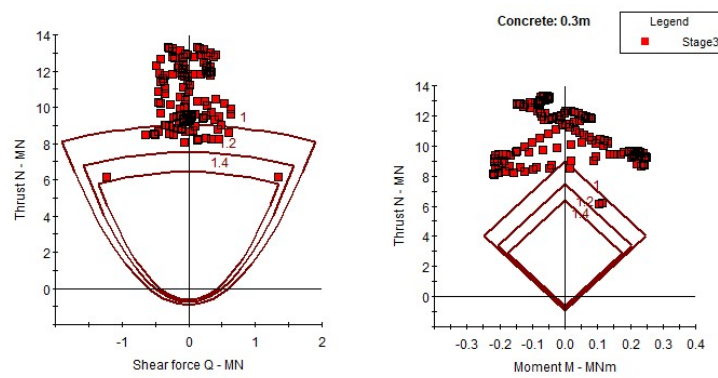
(b)

Figura IV-2 – Resultado da análise da alternativa 2 X2CL – (a) FSs superpostos às zonas plastificadas (representadas por **o** e **x**, respectivamente, para plastificação por tração e compressão/cisalhamento), à condição do concreto projetado (representado por **o** quando plastificado/trincado) e o esforço normal máximo 10,24MN e mínimo 3,73MN na face da escavação; (b) envoltória de resistência para FS = 1, FS = 1,2 e FS = 1,4 dos esforços no concreto.

Alternativa 3 – X2CL, concreto projetado de 30MPa – espessura de 30cm



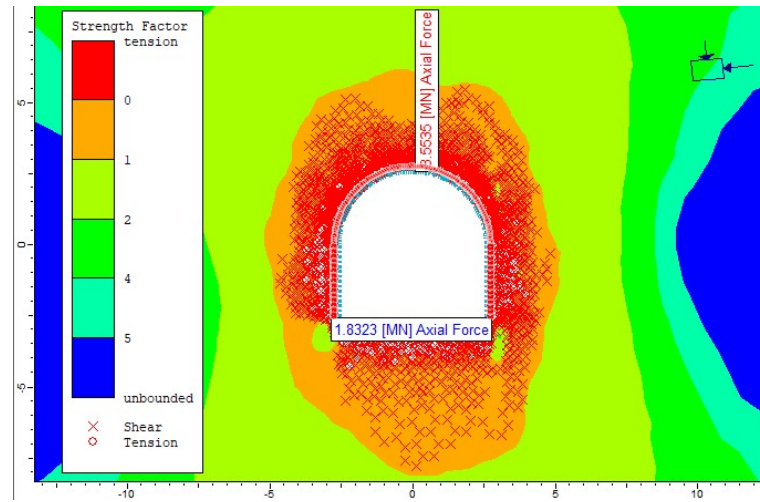
(a)



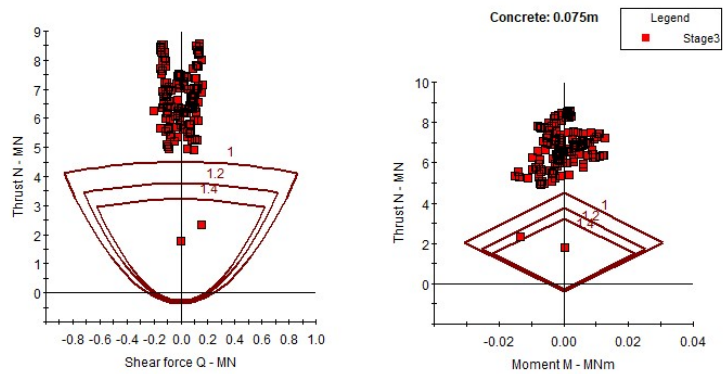
(b)

Figura VI-3 - Resultado da análise da alternativa 3 X2CL - (a) FSs superpostos às zonas plastificadas (representadas por o e x, respectivamente, para plastificação por tração e compressão/cisalhamento), à condição do concreto projetado (representado por o quando plastificado/trincado) e o esforço normal máximo 13,29MN e mínimo 6,12MN na face da escavação; (b) envoltória de resistência para FS = 1, FS = 1,2 e FS = 1,4 dos esforços no concreto.

Alternativa 4 – X2CL, concreto projetado de 60 MPa – espessura de 7,5cm



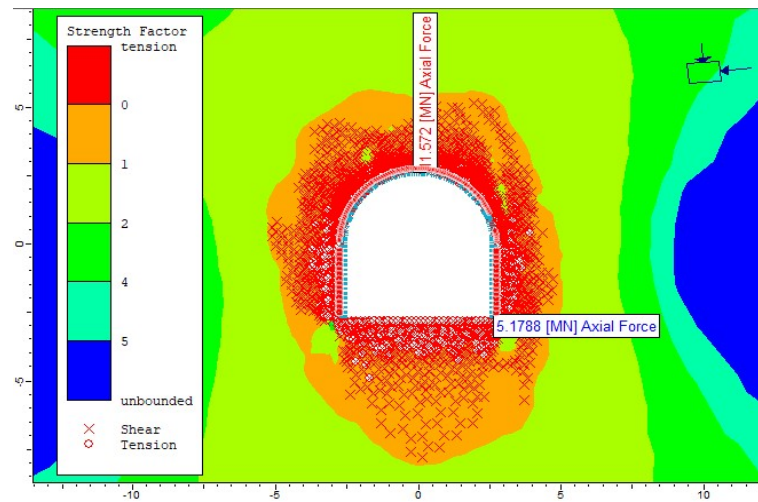
(a)



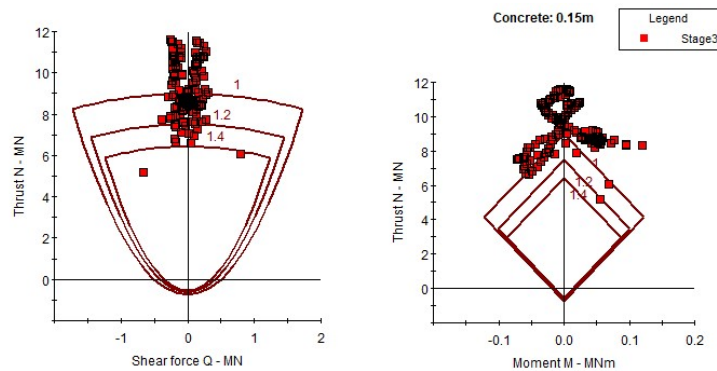
(b)

Figura IV-4 – Resultado da análise da alternativa 4 X2CL - (a) FSs superpostos às zonas plastificadas (representadas por o e x, respectivamente, para plastificação por tração e compressão/cisalhamento), à condição do concreto projetado (representado por o quando plastificado/trincado) e o esforço normal máximo 8,55MN e mínimo 1,83MN na face da escavação; (b) envoltória de resistência para FS = 1, FS = 1,2 e FS = 1,4 dos esforços no concreto.

Alternativa 5 – X2CL, concreto projetado de 60MPa – espessura de 15cm



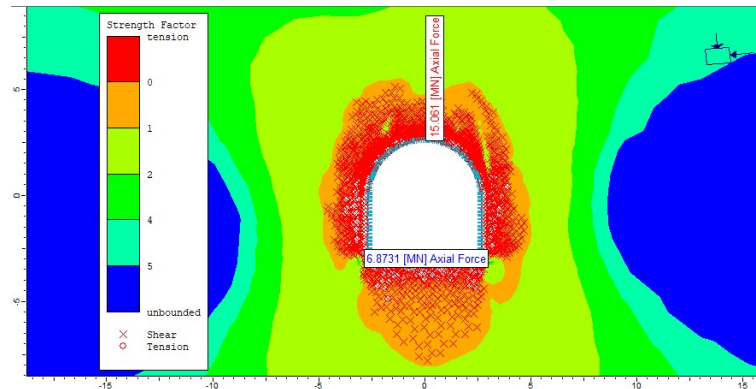
(a)



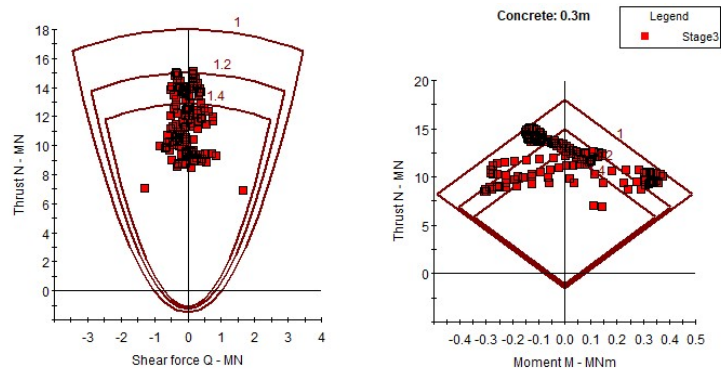
(b)

Figura IV-5 – Resultado da análise da alternativa 5 X2CL - (a) FSs superpostos às zonas plastificadas (representadas por **o** e **x**, respectivamente, para plastificação por tração e compressão/cisalhamento), à condição do concreto projetado (representado por **o** quando plastificado/trincado) e o esforço normal máximo 11,57MN e mínimo 5,18MN na face da escavação; (b) envoltória de resistência para FS = 1, FS = 1,2 e FS = 1,4 dos esforços no concreto.

Alternativa 6 – X2CL, concreto projetado de 60MPa – espessura de 30cm



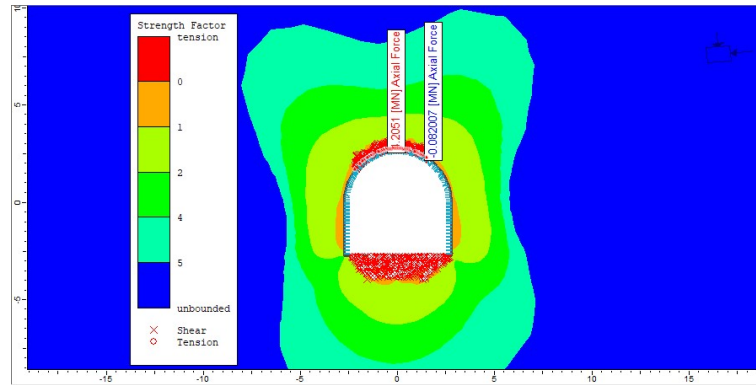
(a)



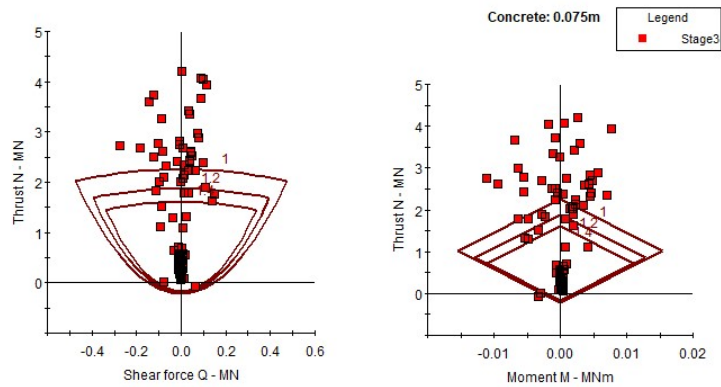
(b)

Figura IV-6 – Resultado da análise da alternativa 6 X2CL - (a) FSs superpostos às zonas plastificadas (representadas por **o** e **x**, respectivamente, para plastificação por tração e compressão/cisalhamento), à condição do concreto projetado (representado por **o** quando plastificado/trincado) e o esforço normal máximo 15,6MN e mínimo 6,87MN na face da escavação; (b) envoltória de resistência para FS = 1, FS = 1,2 e FS = 1,4 dos esforços no concreto.

Alternativa 7 – BIF, concreto projetado de 30MPa – espessura de 7,5cm



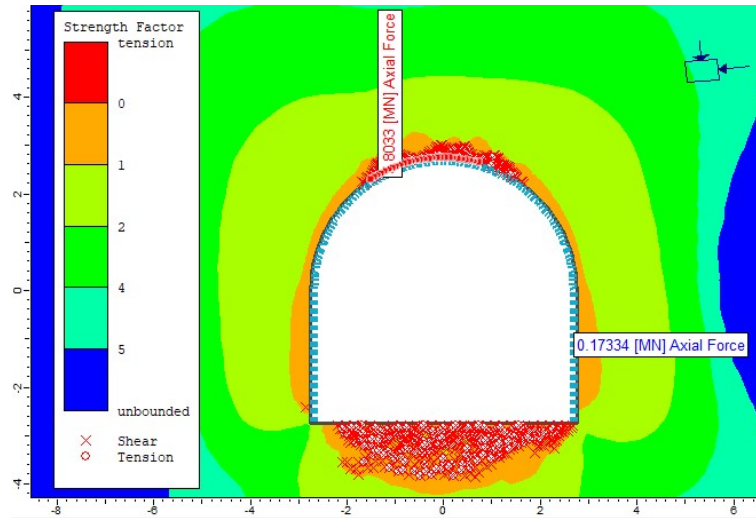
(a)



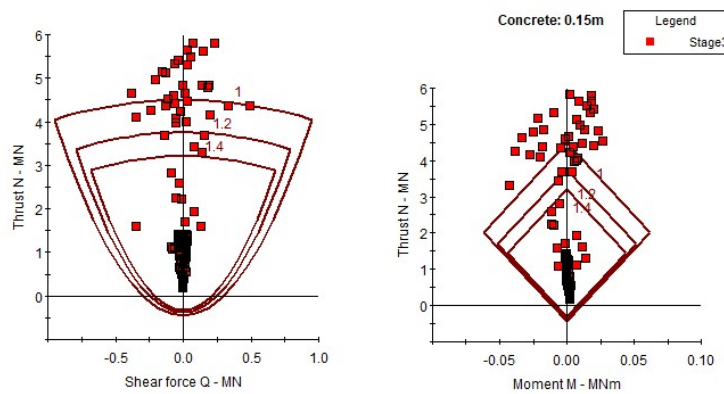
(b)

Figura IV-7 – Resultado da análise da alternativa 7 BIF - (a) FSs superpostos às zonas plastificadas (representadas por \circ e \times , respectivamente, para plastificação por tração e compressão/cisalhamento), à condição do concreto projetado (representado por \circ quando plastificado/trincado), e o esforço normal máximo 4,21MN e mínimo -0,08MN na face da escavação (representado com sinal - para tração); (b) envoltória de resistência para FS = 1, FS = 1,2 e FS = 1,4 dos esforços no concreto.

Alternativa 8 – BIF, concreto projetado de 30MPa – espessura de 15cm



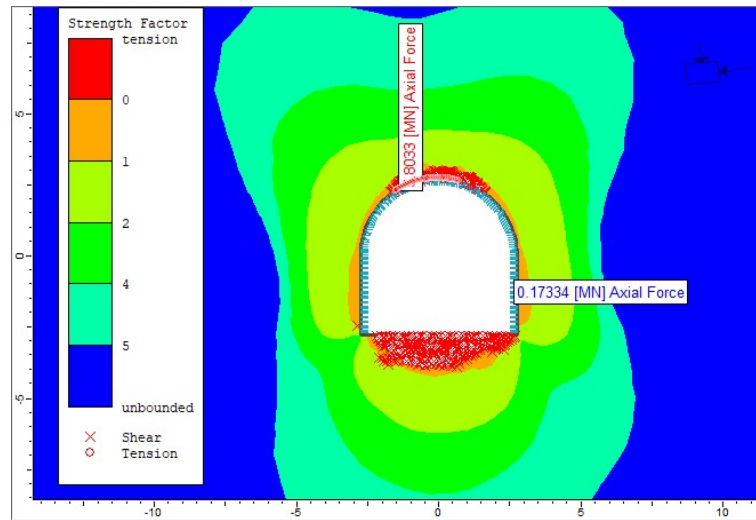
(a)



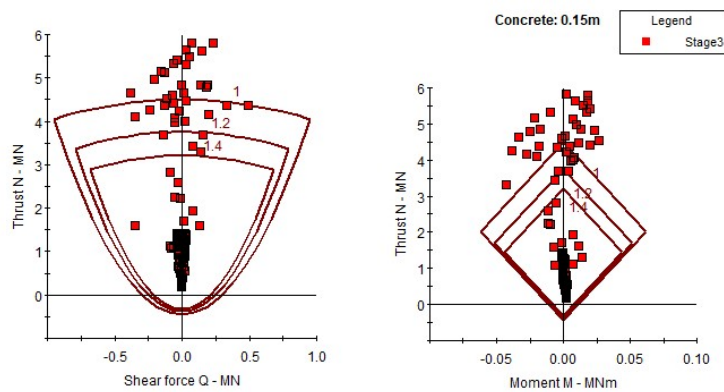
(b)

Figura IV-8 – Resultado da análise da alternativa 8 BIF - (a) FSs superpostos às zonas plastificadas (representadas por **o** e **x**, respectivamente, para plastificação por tração e compressão/cisalhamento), à condição do concreto projetado (representado por **o** quando plastificado/trincado), e o esforço normal máximo 5,80MN e mínimo 0,17MN na face da escavação; (b) envoltória de resistência para FS = 1, FS = 1,2 e FS = 1,4 dos esforços no concreto.

Alternativa 9 – BIF, concreto projetado de 30MPa – espessura de 30cm



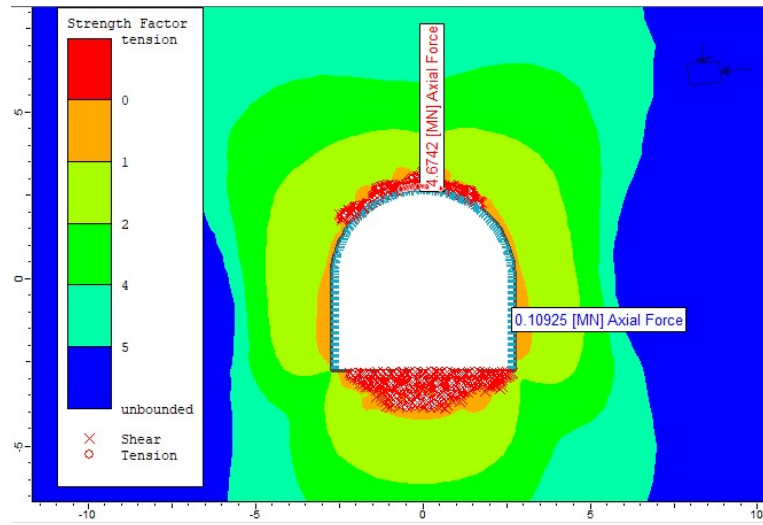
(a)



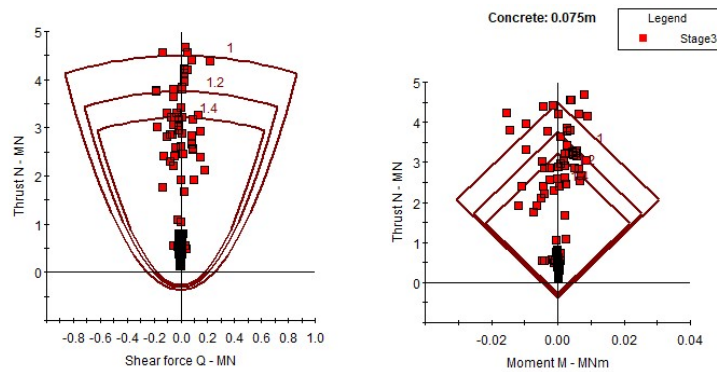
(b)

Figura IV-9 – Resultado da análise da alternativa 9 BIF - (a) FSs superpostos às zonas plastificadas (representadas por o e x, respectivamente, para plastificação por tração e compressão/cisalhamento), à condição do concreto projetado (representado por o quando plastificado/trincado), e o esforço normal máximo 5,80MN e mínimo 0,17MN na face da escavação; (b) envoltória de resistência para FS = 1, FS = 1,2 e FS = 1,4 dos esforços no concreto.

Alternativa 10 – BIF, concreto projetado de 60MPa – espessura de 7,5cm



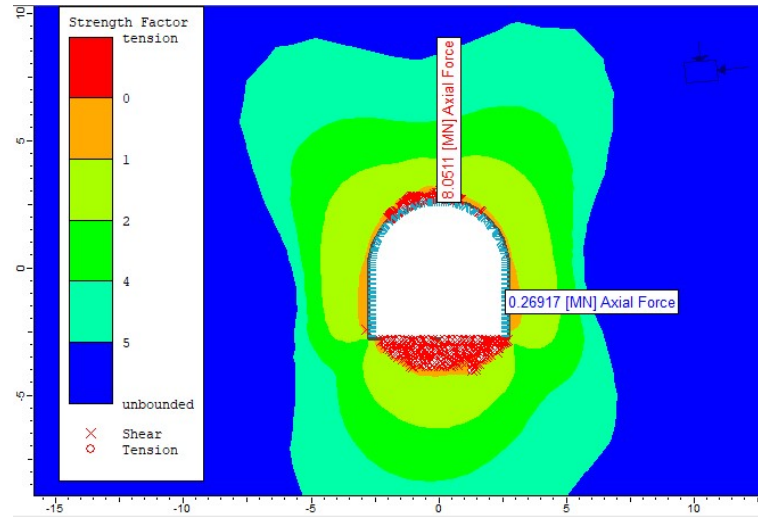
(a)



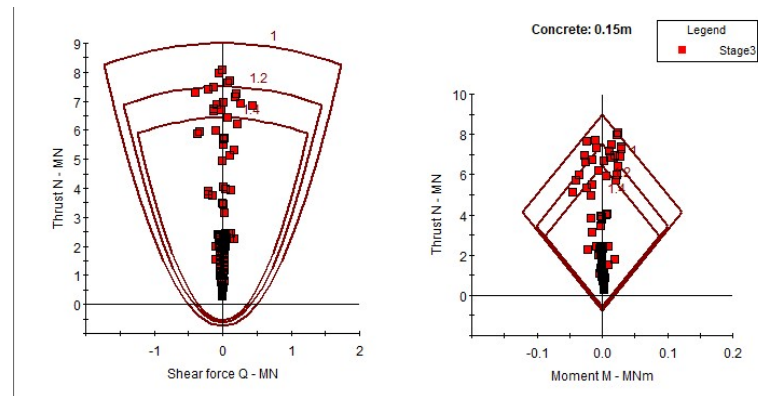
(b)

Figura IV-10 – Resultado da análise da alternativa 10 BIF - (a) FSs superpostos às zonas plastificadas (representadas por o e x, respectivamente, para plastificação por tração e compressão/cisalhamento), à condição do concreto projetado (representado por o quando plastificado/trincado), e o esforço normal máximo 4,67MN e mínimo 0,11MN na face da escavação;(b) envoltória de resistência para FS = 1, FS = 1,2 e FS = 1,4 dos esforços no concreto.

Alternativa 11 – BIF, concreto projetado de 60MPa – espessura de 15cm



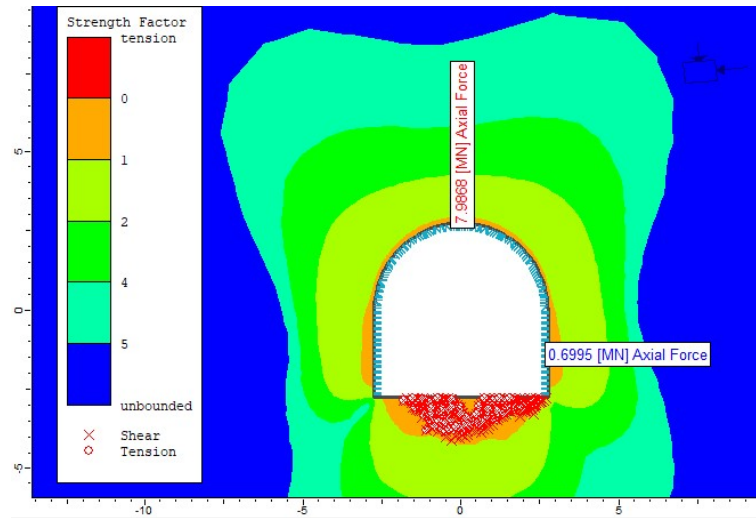
(a)



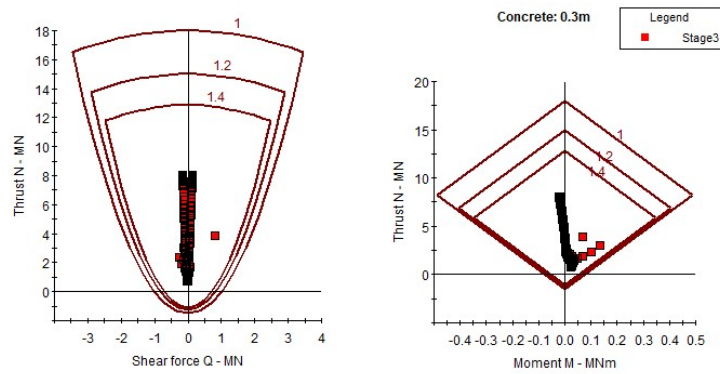
(b)

Figura IV-11 – Resultado da análise da alternativa 11 BIF - (a) FSs superpostos às zonas plastificadas (representadas por **o** e **x**, respectivamente, para plastificação por tração e compressão/cisalhamento), à condição do concreto projetado (representado por **o** quando plastificado/trincado), e o esforço normal máximo 8,05MN e mínimo 0,27MN na face da escavação;(b) envoltória de resistência para FS = 1, FS = 1,2 e FS = 1,4 dos esforços no concreto.

Alternativa 12 – BIF, concreto projetado de 60MPa – espessura de 30cm



(a)



(b)

Figura IV-12 – Resultado da análise da alternativa 12 BIF - (a) FSs superpostos às zonas plastificadas (representadas por **o** e **x**, respectivamente, para plastificação por tração e compressão/cisalhamento), à condição do concreto projetado (representado por **o** quando plastificado/trincado), e o esforço normal máximo 7,99MN e mínimo 0,70MN na face da escavação;(b) envoltória de resistência para FS = 1, FS = 1,2 e FS = 1,4 dos esforços no concreto.