



Universidade Federal de Ouro Preto
Escola de Minas
Departamento de Engenharia de Minas



***PLANILHA DE CÁLCULO PARA ANÁLISE DE TÚNEIS EM MACIÇOS DE BAIXA
RESISTÊNCIA E ESCOLHA DO SUPORTE ADEQUADO***

Natália Cristina Matos de Oliveira

Ouro Preto
2019

Natália Cristina Matos de Oliveira

***PLANILHA DE CÁLCULO PARA ANÁLISE DE TÚNEIS EM MACIÇOS DE BAIXA
RESISTÊNCIA E ESCOLHA DO SUPORTE ADEQUADO***

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao curso de Engenharia de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como requisito para obtenção do título de bacharel em Engenharia de Minas.

Orientador: Prof. Dr. José Margarida da Silva

Ouro Preto

2019

O482p Oliveira, Natália Cristina Matos de.
Planilha de cálculo para análise de túneis em maciços de baixa resistência e escolha do suporte adequado [manuscrito] / Natália Cristina Matos de Oliveira. - 2019.

97f.:

Orientador: Prof. Dr. José Margarida da Silva.

Monografia (Graduação). Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Departamento de Engenharia de Minas.

1. Lavra subterrânea. 2. Túneis. 3. Mecânica de rochas. I. Silva, José Margarida da. II. Universidade Federal de Ouro Preto. III. Título.

CDU: 622.016.3



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO E DO DESPORTO
Universidade Federal de Ouro Preto
Escola de Minas - Departamento de Engenharia de Minas

ATA DE DEFESA DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

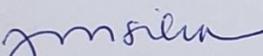
Aos 26 dias do mês de julho de 2019, às 10h00min, no auditório do Departamento de Engenharia de Minas da Escola de Minas - DEMIN/EM, foi realizada a defesa do Trabalho de Conclusão de Curso de Engenharia de Minas requisito da disciplina MIN-491 – Trabalho de Conclusão de Curso II, intitulado **“PLANILHA DE CÁLCULO PARA ANÁLISE DE TÚNEIS EM MACIÇOS DE BAIXA RESISTÊNCIA E ESCOLHA DO SUPORTE ADEQUADO”**, pela aluna **Natália Cristina Matos de Oliveira**, sendo a comissão avaliadora formada por **Prof. Dr. José Margarida da Silva (orientador)**, **Profª. Drª. Milene Sabino Lana** e **M. Sc. Mariana Queiroz Pinho**.

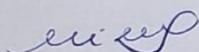
Após arguição sobre o trabalho, a comissão avaliadora deliberou por unanimidade pela APROVAÇÃO da candidata, com a nota 8,0 concedendo-lhe o prazo de 15 dias para incorporar no texto final da monografia as alterações determinadas/sugeridas pela banca.

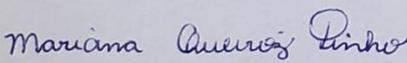
A aluna fará jus aos créditos e conceito de aprovação na disciplina MIN-491 – Trabalho de Conclusão de Curso II após o depósito, no site do Repositório UFOP, da versão final da monografia defendida, conforme modelo do CEMIN-2009, no Colegiado do Curso de Engenharia de Minas – CEMIN.

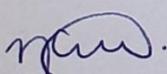
Para fins de registro, foi lavrada a presente ata que, depois de lida e aprovada é assinada pelos membros da comissão avaliadora e pelo discente.

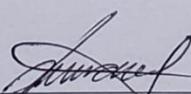
Ouro Preto, 26 de julho de 2019.


Prof. Dr. José Margarida da Silva
Presidente da Comissão Avaliadora e Orientador


Profª. Drª. Milene Sabino Lana
Membro da Comissão Avaliadora


M.Sc. Mariana Queiroz Pinho
Membro da Comissão Avaliadora


Natália Cristina Matos de Oliveira


Prof. M.Sc. José Fernando Miranda
Professor responsável pela Disciplina Min 491 – Trabalho de Conclusão de Curso

“No esforço para entender a realidade, somos como um homem que tenta compreender o mecanismo de um relógio fechado. Ele vê o mostrador e os ponteiros, escuta o tique-taque, mas não tem como abrir a caixa. Sendo habilidoso, pode imaginar o mecanismo responsável pelo que ele observa, mas nunca estará seguro de que sua explicação é a única possível.”

Albert Einstein
(1879- 1955)

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, agradeço a Deus, meu tudo, pela vida, graça e misericórdia.

À minha mãe e irmãos pela união, cumplicidade e amor.

Ao meu pai por ajudar a me tornar forte e independente.

À minha família querida, em especial a de consideração pelo cuidado, carinho e apoio em todas as horas principalmente à minha madrinha Bárbara, tia Bernadeth, tia Zilda e vó Elisa por me ensinarem a amar incondicionalmente e ser mais humana.

À Escola de Minas, Fundação Gorceix, UFOP e ao DEMIN, pela formação acadêmica, ajuda, oportunidades, orientação, confiança e conhecimento transmitido especialmente Adriana, Prof. Dr. José Margarida Da Silva, Prof. Dra. Milene Sabino Lana e Prof. MSc. José Fernando Miranda.

Ao meu esposo Jefferson Braga cujo amor, compreensão, encorajamento e companheirismo foram detalhes indispensáveis ao desenvolvimento e viabilização de mais este desafio em minha vida.

Finalmente, aos amigos pela irmandade e a todos que me enxergaram melhor do que sou pois de vocês, adquiri forças para levantar e coragem para continuar de pé, razão suficiente para celebrar!

RESUMO

O projeto, execução e monitoramento de escavações em rochas de menor resistência, principalmente com planos de descontinuidade, são trabalhos complexos, exigindo a atenção dos estudiosos da mecânica de rochas. O modelo geológico-geotécnico elaborado na planilha proposta neste trabalho é baseado numa aproximação, com objetivo, tanto de auxiliar na tomada de decisões e diminuir o nível de incertezas em campo, quanto na área acadêmica para desenvolvimento de estudo e pesquisas.

Para estabelecer esse modelo, faz-se uma revisão bibliográfica que propõe ao usuário mais cautela ao definir os parâmetros como “*input*” (valores obtidos dos ensaios realizados) da planilha, que caracterizam o material e atendem a determinados critérios e leis, resultando em uma série de fatores que auxiliam na previsão média de reprodução do comportamento do túnel.

As obras subterrâneas de túneis correm altos riscos de serem afetadas por incidentes, tais como colapsos que chegam a resultar em consequências trágicas, devido ao elevado grau de incerteza causado pelas diversas condições geológicas. Para que não ocorram problemas de estabilidade, é importante ter noções básicas sobre os riscos mais comuns a que essas obras estão submetidas e, a partir da análise desses incidentes, adotar medidas mitigadoras que possam proporcionar segurança e sustentabilidade econômica.

Considera-se uma previsão, porque nenhum resultado ou perfil de modelo estabelecido pode ser considerado fixo. Sabe-se que na fase de construção do túnel, podem ocorrer na verdade um maior conhecimento dos maciços pela exposição frente as faces avançadas, por isso se torna necessário corrigir constantemente os perfis/modelos durante a execução do projeto, ajustando-os à realidade, assim como também, conhecer alguns conceitos básicos sobre como o maciço rochoso ao redor do túnel se deforma e como o sistema de suporte age para controlar essas deformações.

Palavras-chave: túnel, estabilidade, GSI, planilha, deformação, suporte.

ABSTRACT

The design, execution, and monitoring of excavations in rocks of lower strength (mainly with discontinuity plans) are complex and demanding works that requires the attention of the rock mechanics students. The geological-geotechnical model elaborated in the spreadsheet proposed in this work is based on an approximation, with the objective of both assisting in decision making and reducing the level of uncertainties in the field as well as in the academic area for study and research development.

In order to establish this model, a bibliographic review is proposed that proposes to the user more caution in defining the parameters as "input" (values obtained from the tests performed) of the worksheet. This characterize the material and meets certain criteria and laws, resulting in a series of factors that aid in the average prediction of the tunnel behaviour.

Underground tunneling constructions are at high risk of being affected by incidents (such as collapses that may result in tragic consequences) due to the high degree of uncertainty caused by the various geological conditions. In order to avoid problems of stability, it is important to have a basic understanding of the most common risks to which these constructions are submitted and based on the analysis of these incidents to adopt mitigating measures that can provide security and economic sustainability.

It is considered a prediction because no result or established model profile can be considered fixed. It is known that in the construction phase of the tunnel a greater knowledge of the massifs may actually occur through exposure to the advanced faces. It is necessary to constantly correct the profiles/models during the execution of the project, adjusting them to reality. The students also need to know some basic concepts about how the rock mass around the tunnel deforms and how the support system acts to control these deformations.

Keywords: tunnel, stability, GSI, spreadsheet, deformation and support.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1- Fases de caracterização geotécnica de uma obra subterrânea.....	5
Figura 2 - Interpretação de ensaios de campo	10
Figura 3 – Tensões em maciços rochosos.....	15
Figura 4 - Valores dos parâmetros do critério de ruptura de Hoek & Brown, segundo a estrutura da rocha e a condição das paredes das descontinuidades.....	20
Figura 5 - Diagrama idealizado com o aumento do tamanho da amostra em relação ao uso da equação do critério generalizado de Hoek-Brown.	26
Figura 6 – Comparação entre as envoltórias linear de Mohr Coulomb e não linear de Hoek-Brown.....	27
Figura 7 - Esquema do ajuste da envoltória de Mohr-Coulomb ao critério de ruptura de Hoek-Brown generalizado.	28
Figura 8 - Relação de determinação de σ_{3max} com parâmetros equivalentes de Mohr-Coulomb e Hoek-Brown para túneis.....	29
Figura 9 - Maciço rochoso descontínuo por fraturamento.	32
Figura 10 - Descontinuidade preenchida com solo argilo siltoso.....	32
Figura 11 - Influência das falhas na escavação de túneis.	33
Figura 12 - Imagem do desabamento das obras da Linha 4 (Amarela) do Metrô em São Paulo.....	34
Figura 13 - Critério de aceitação de risco com introdução da gestão de risco.	35
Figura 14 - Deformação do maciço rochoso que envolve a face de um túnel circular em avanço.....	38
Figura 15 - Padrão de deformação do maciço rochoso em torno de um túnel em avanço. (Sendo D_o = diâmetro do túnel).....	38
Figura 16 - Zona plástica em torno de um túnel circular.	40
Figura 17 - Curva Característica do Maciço Rochoso de um túnel com 5 m de raio.	42
Figura 18 - Planilha para o cálculo das características do maciço rochoso e seu comportamento ao redor de um túnel.	43
Figura 19 - Gráfico da convergência de túneis em relação à razão entre a resistência do maciço e a tensão <i>in situ</i>	47
Figura 20 - Diâmetro da zona plástica para diferentes razões entre resistência do maciço rochoso e a tensão <i>in situ</i> e diferentes pressões de suporte.	48

Figura 21 - Deformação do túnel para diferentes razões entre resistência do maciço rochoso e a tensão <i>in situ</i> e diferentes pressões de suporte.	49
Figura 22 - Deformação do túnel versus relação da resistência do maciço rochoso e tensão <i>in situ</i>	50
Figura 23 - Problemas em túneis associados a diferentes níveis de deformações percentuais.	51
Figura 24 - Observações de campo de Chern <i>et al.</i> (1998) dos túneis da segunda autoestrada, Pinglin e New Tienlun em Taiwan.	52
Figura 25 - Relação entre a percentagem de deformação do túnel versus a relação entre a razão σ_{cm}/p_o para diferentes pressões de suporte.	53
Figura 26 - Curva característica do comportamento do suporte.	54
Figura 27 - Capacidades máximas aproximadas para diferentes sistemas de suporte instalados em túneis circulares.	56
Figura 28 - Pórfiro fortemente alterado pode ser facilmente quebrado à mão.	58
Figura 29 - Aparência do túnel de drenagem em granodiorito de qualidade razoável.	61
Figura 30 - Flambagem de um conjunto de aço da secção H sendo dobrado para um raio pequeno.	65
Figura 31 - Conjuntos de aço da secção superior do suporte entregues ao local prontos para serem transportados no subsolo.	65
Figura 32 - Montagem de uma junta deslizante em um conjunto de aço.	66
Figura 33 - Instalação de conjuntos de aço de junta deslizante imediatamente atrás da face de um túnel que é avançado por uma rocha de qualidade muito pobre.	66
Figura 34 - Atraso na reação do suporte passivo pelo uso de articulações deslizantes.	67
Figura 35 - Uma linha de controladores de tensão instalados em um túnel.	68
Figura 36 - Seção através de um controlador de tensão mostrando o tubo interno de flambagem (SCHUBERT, 1996).	69
Figura 37 - <i>Spiling</i> em material de zona de falha rico em argila de qualidade muito pobre.	69
Figura 38 - Face completa de 10 m de extensão escavação de túnel em rocha branda sob a proteção de um guarda-chuva <i>forepole</i>	71
Figura 39 - Instalação de tubos " <i>forepoles</i> " de 75 mm de diâmetro com 12 m de comprimento em um teto de 11 m de extensão em uma zona de falha.	72

Figura 40 - Layout da planilha de cálculo elaborada para entrada de dados iniciais.	76
Figura 41 - Layout da planilha de cálculo elaborada apresentando resultados.	77
Figura 42 - Exemplo de análise para um túnel de 10 m de diâmetro a 150 m de profundidade obtido no gráfico 1 com base no estudo de Hoek (2007).	79
Figura 43 – Análise para instalação do suporte.	83
Figura 44 - Exemplo de análise para um túnel de 10 m de diâmetro a 150 m de profundidade obtido no gráfico 2 com base no critério generalizado de Hoek-Brown.	84
Figura 45 - Exemplo de análise para um túnel de 10 m de diâmetro a 500 m de profundidade obtido no gráfico 1 com base no estudo de Hoek (2007).	85

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Ensaio de rochas em laboratório e parâmetros resultantes.	12
Tabela 2 - Determinação dos valores de GSI baseada nas condições geológicas do maciço rochoso fraturado.	17
Tabela 3 - Determinação dos valores de GSI baseada nas condições geológicas do maciço rochoso heterogêneo.	18
Tabela 4 - Diretrizes para estimar o fator de perturbação D em túneis.	22
Tabela 5 - Estimativas de campo para a resistência à compressão uniaxial.	24
Tabela 6 – Valores estimados da constante m_i para rocha intacta, por tipo de rocha.	25
Tabela 7 – Planilha de cálculo referente as propriedades dos materiais apresentados.	59
Tabela 8 – Análise do material da zona de falha.	60
Tabela 9 – Análise para instalação do suporte.	62
Tabela 10 - Resultados das capacidades máximas aproximadas para um grupo de sistemas de suporte instalados em túneis circulares.	62
Tabela 11 - Resultados das capacidades máximas aproximadas para um grupo de sistemas de suporte instalados em túneis circulares.	63
Tabela 12 - Resultados das capacidades máximas aproximadas para um grupo de sistemas de suporte instalados em túneis circulares.	63
Tabela 13 - Resultados das capacidades máximas aproximadas para um grupo de sistemas de suporte instalados em túneis circulares.	81
Tabela 14 - Resultados das capacidades máximas aproximadas para um grupo de sistemas de suporte instalados em túneis circulares.	82

NOTAÇÕES

- a - Constante do maciço rochoso (critério de ruptura de Hoek-Brown).
 c - Coesão.
 D - Fator de distúrbio do maciço rochoso (fator D).
 D_o - Diâmetro do túnel.
 E - Módulo de deformabilidade do maciço rochoso.
 GSI - Índice de resistência geológico (“Geological Strength Index”).
 H - Profundidade do túnel abaixo da superfície.
 ISRM - Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas (“International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering”).
 k - Inclinação da linha obtida por σ_1 versus σ_3 .
 k_s - Constante de rigidez do suporte instalado.
 m_b - Constante do maciço rochoso (critério de ruptura de Hoek-Brown).
 m_i - Constante do material da rocha intacta.
 p_{cr} - Pressão crítica de suporte.
 p_i - Pressão interna de suporte.
 p_{io} - Pressão interna de suporte inicial.
 p_{imax} - Pressão interna de suporte máxima.
 p_o - Tensão “*in situ*”.
 Q - Classificação geomecânica de Barton {“Tunnelling Quality Index”}.
 r_o - Raio do túnel circular.
 r_p - Raio da zona plástica ao redor do túnel.
 RMR - Classificação geomecânica de Bieniawski {“Rock Mass Rating”}.
 s - Constante do maciço rochoso (critério de ruptura de Hoek-Brown).
 $s_{max.av}$ - Média máxima de deformação (deslocamento elástico máximo).
 u_i - Convergência ou deformação da parede do túnel.
 u_{io} - Convergência inicial do túnel.
 u_{ie} - Deslocamento elástico radial total da deformação u_i para dentro da parede do túnel.
 u_{ip} - Deslocamento radial total das paredes do túnel, para ruptura plástica.
 z - Profundidade abaixo da superfície.
 γ - Peso específico do material rochoso.

- δ - Índice de convergência do túnel.
- ε - Convergência/Diâmetro do túnel x 100.
- ϕ - Ângulo de atrito do maciço rochoso.
- ν - Coeficiente de Poisson.
- σ_{cm} - Resistência à compressão uniaxial do maciço rochoso.
- σ_c - Resistência à compressão uniaxial simples do maciço rochoso.
- σ_t - Resistência à tração do maciço rochoso.
- σ_{ci} - Resistência à compressão uniaxial do material da rocha intacta.
- σ_1 - Tensão principal maior.
- σ_3 - Tensão principal menor.
- σ_{3n} - Razão entre a resistência à compressão uniaxial do material da rocha intacta pelo limite superior de tensão confinante.
- σ_{3max} - Limite superior de tensão confinante.

SUMÁRIO

RESUMO.....	vii
LISTA DE ILUSTRAÇÕES	ix
LISTA DE TABELAS	xiii
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Objetivo geral	2
1.2 Objetivos específicos	2
2 FASES DO PLANEJAMENTO PARA EXECUÇÃO DE TÚNEIS NAS ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS	4
2.1 FASE 1 – Reconhecimento Preliminar	6
2.2 FASE 2 – Prospecção de Campo	6
2.3 FASE 3 – Caracterização Complementar	11
3 CARACTERIZAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DOS MACIÇOS ROCHOSOS.....	13
3.1 Resistência do maciço / Tensão <i>in situ</i>	14
3.2 Propriedades do maciço rochoso	15
3.2.1 Índice de Resistência Geológica – GSI.....	16
3.2.2 Critério de Hoek-Brown generalizado	19
3.2.3 Resistência do maciço rochoso	29
3.2.4 Deformabilidade do maciço rochoso.....	30
4 BREVE ESTUDO PARA AVALIAÇÃO DE RISCOS EM TÚNEIS	31
5 TÚNEIS EM MACIÇOS ROCHOSOS POBRES EM ZONAS DE FALHA E CISALHAMENTO	37
5.1 Análise da deformação ao redor de um túnel em avanço	37
5.1.1 Análise do critério de ruptura plástica	39
5.1.2 Análise do comportamento do túnel.....	40
6 USO DE SUPORTE NAS ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS	45
6.1 Estudos adimensionais de deformação do túnel – iteração rocha e suporte	46

6.1.1	Deformação crítica	51
6.2	Estimativa da capacidade de suporte segundo Hoek (2007)....	54
6.3	Exemplo prático apresentado por Hoek (2007).....	57
6.3.1	Requisitos de suporte.....	59
7	MATERIAIS E MÉTODOS	73
7.1	Importância da planilha na avaliação das propriedades do maciço rochoso e escolha do suporte adequado.	73
7.2	Formulação de planilha de cálculo para classificar e caracterizar o maciço rochoso e auxiliar na escolha do suporte a ser instalado	74
8	DISCUSSÃO	75
9	CONCLUSÕES	86
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	89
	ANEXOS.....	95
I.	Layout principal da planilha elaborada como ferramenta.....	95
II.	Banco de dados base para desenvolvimento da curva característica do maciço e reação de suporte do Gráfico 1	96
III.	Banco de dados base para desenvolvimento da curva característica do maciço e reação de suporte do Gráfico 2	97

1 INTRODUÇÃO

Túneis estão entre os mais antigos tipos de construção (o primeiro surgiu há cerca de 4.000 anos); sendo considerados solução para problemas específicos; mas, têm grande complexidade, como alerta Scabbia (2016, citado por Silva, 2018).

Os túneis podem ser naturais ou artificiais. Os primeiros resultam das ações físicas ou químicas da natureza ao longo do tempo, enquanto os artificiais são o resultado da obra do homem. Obras subterrâneas civis são projetos para existência superior a 100 anos, como por exemplo, os túneis construídos em grandes cidades com a finalidade de facilitar o transporte e mobilidade. Para a extração de minérios, a vida útil é menor, o maciço rochoso é um fator influente na escavação e a forma geométrica da escavação é muitas vezes irregular, exigindo vãos de dimensão mais considerável.

Colapsos de estruturas e acidentes devem ser estudados para propiciar avanço de métodos construtivos e de suporte/sustentação de escavações em engenharia. Além do suporte utilizado nos túneis (com pilares ou suportes artificiais), também é importante verificar a necessidade de tratamento, reforço e o acompanhamento posterior (monitoramento/instrumentação). São fatores determinantes na estabilidade de escavações subterrâneas em maciços rochosos: propriedades e características inerentes ao maciço rochoso ao redor da escavação; tensões (e forças externas atuantes) “*in situ*”, que são funções de sua profundidade e ambiente geológico; características da escavação (Silva, 2018).

Túneis em rochas brandas apresentam desafios especiais para o engenheiro geotécnico, pois erros de julgamento no projeto de suportes podem levar a elevados custos no caso de ruptura, ou em um superdimensionamento com gastos além dos necessários.

Não há como generalizar um método de análise universal para a desenvolvimento de um projeto de suportes e avaliação de estabilidade da escavação, devido ao fato de cada projeto ser específico para as circunstâncias (escala, profundidade, presença de água, etc.) do local, as regulamentações nacionais e experiência. Geralmente, o engenheiro geotécnico, necessita tomar decisões de projeto, nas quais as pesquisas e as experiências práticas são bastante importantes. Essas decisões são normalmente baseadas em abordagens empíricas ou teóricas.

1.1 Objetivo geral

Este trabalho consiste na proposta de uma planilha como ferramenta básica que possa ser utilizada na construção de túneis civis ou galerias de mina em rochas classificadas como pouco resistentes (brandas), sendo o desenvolvimento de face simples, com uso em longa duração, que comumente possui alto investimento de sustentação/contenção. O objetivo da mesma é ser de fácil compreensão e utilização por profissionais com conhecimento geotécnico básico, ajustando simplificada o modelo de comportamento do maciço rochoso de Hoek-Brown ao longo do traçado em função do GSI, *Geological Strength Index* (Hoek *et. al.*, 1995) a fim de auxiliar na avaliação de rochas brandas e instalação de suporte mais adequado.

1.2 Objetivos específicos

- Saber como funciona as fases principais que constituem o planejamento necessário para execução de túneis nas escavações subterrâneas.
- Revisão bibliográfica como meio facilitador para fazer um estudo dos parâmetros essenciais na construção da base da ferramenta, a fim de satisfazer a necessidade de uma boa previsão destes caracterizadores dos materiais rochosos analisados, diminuindo as margens de erros matemáticos e/ou empíricos dos dados de entrada e resultados.
- Introduzir o conceito de riscos e colapsos em obras subterrâneas, bem como sua gestão em uma perspectiva global que auxilie na investigação antecipada dos meios de mitigação de modo que as consequências tenham o menor impacto possível nos custos e prazos das obras, mantendo a segurança e funcionalidade.
- Entender questões que envolvem as deformações e comportamentos do túnel escavado em rochas brandas em zonas de falha e cisalhamento, a partir de estudos das curvas resultantes do deslocamento do túnel a diferentes pressões de suporte.
- Noções do uso adequado de suporte nas escavações subterrâneas, a fim de conter a ampliação das deformações, proporcionando um ambiente mais seguro. Apresentam-se alguns tipos de suporte, exemplos teóricos e práticos

de como se elabora e como reage a curva do sistema de suporte (pressão x deformação) durante a instalação imediatamente ou após determinado período que a escavação foi iniciada.

- Elaboração da planilha que engloba o máximo de fatores e parâmetros como ferramenta para análise através de um gráfico e resultados numéricos, sendo possível classificar os maciços rochosos e visualizar sua curva característica, curva de reação da espessura da zona plástica de deformação do túnel e tipos de suporte a ser instalado e suas respectivas pressões máximas de reação.

2 FASES DO PLANEJAMENTO PARA EXECUÇÃO DE TÚNEIS NAS ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS

Os túneis, galerias, minas, cavernas e poços vêm cada vez mais adquirindo importância, tanto em minas quanto nas áreas urbanas de obras civis. Com o passar do tempo, a partir do ambiente das minas subterrâneas, deu-se início à evolução de técnicas de vários métodos de escavações. Apesar dos custos associados a esses métodos serem elevados devido à complexidade técnica das estruturas, as vantagens são inúmeras.

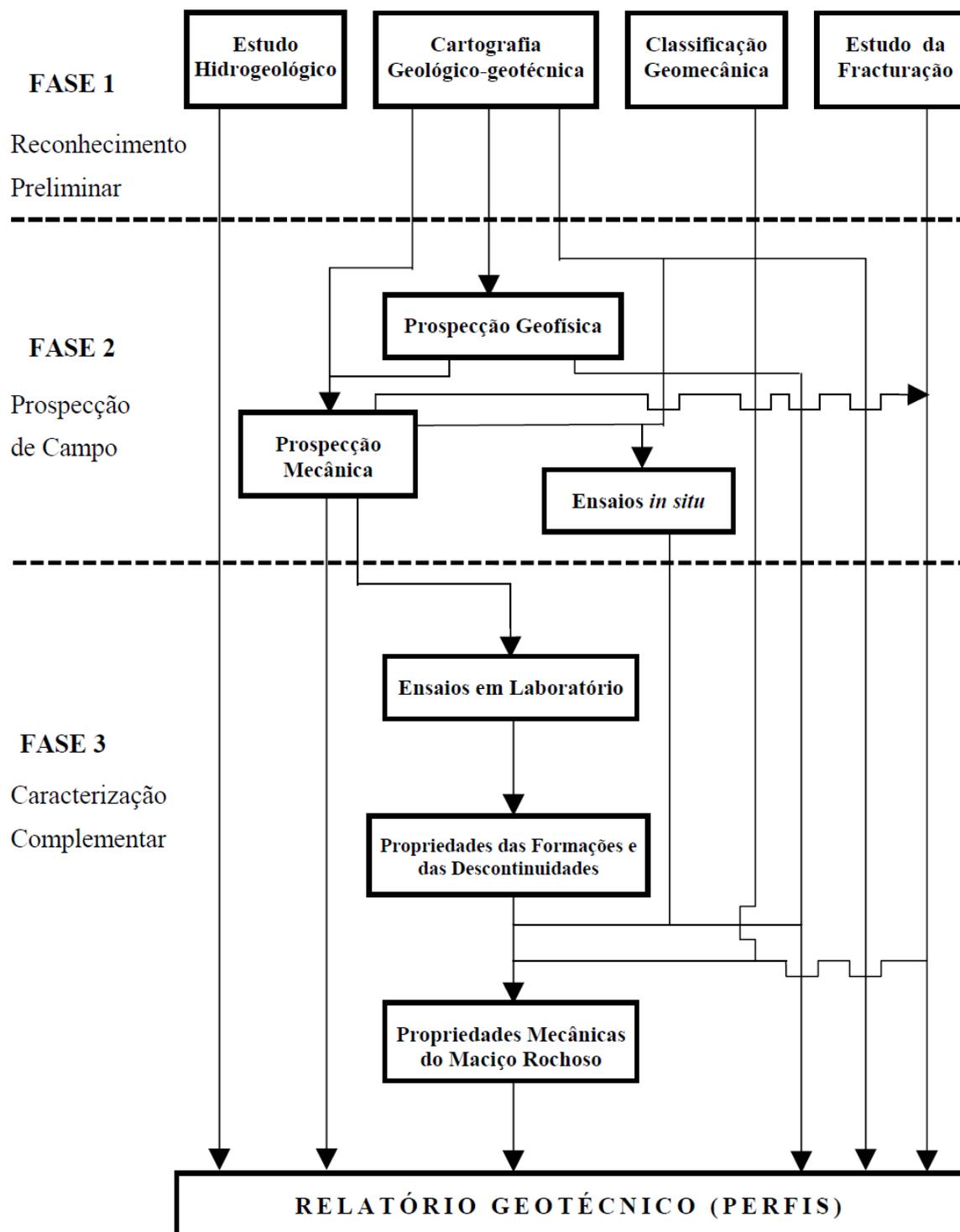
De acordo com Bastos (1998):

Os túneis subterrâneos possuem diversas finalidades tais como: vias de comunicação (estradas, caminhos de ferro, passagens pedonais); vias de condução hidráulica (adutores de água, de saneamento, de gás, aproveitamentos hidroelétricos); galerias mineiras; acessos a instalações subterrâneas militares; depósitos de carburantes; armazenamento de resíduos; etc.

Existe uma dicotomia na execução de túneis civis e escavações de uso da lavra subterrânea. A abertura de túneis pode ser vista como um desenvolvimento de face simples, que permanece com uso em longa duração e, na maior parte das vezes, com alto investimento de sustentação (contenção). Já a mineração envolve geralmente múltiplas aberturas, que se mantêm abertas por um período de tempo relativamente mais curto, em que o engenheiro de minas realiza a proteção durante a escavação e controla deformações no maciço rochoso.

As fases finais de planejamento e execução de túnel ou galeria são elaboradas basicamente a partir das fases iniciais de reconhecimento preliminar, prospecção e caracterização geológico-geotécnica dos terrenos, a fim de, prever as soluções mais viáveis e facilitar na tomada de decisão ao definir qual método mais adequado de construção nas condições existentes (FIG. 1).

Figura 1- Fases de caracterização geotécnica de uma obra subterrânea.



Extraído e adaptado de: FERNÁNDEZ, 1997

Durante o projeto de execução do túnel, muitas vezes, para desenvolver o planejamento de prospecção, não é necessário passar por todas as fases descritas anteriormente, conforme for o caso em específico, o conhecimento e a experiência do técnico responsável.

A partir desta modelação geotécnica, que se obtém, por meio da junção das informações recolhidas durante as fases de caracterização necessárias para o planeamento do projeto de escavação, pode-se reconhecer o maciço rochoso. A caracterização do maciço rochoso onde será feita a obra de construção do túnel, ocorre sequencialmente durante o avanço, permitindo a possibilidade de aprimorar os métodos de escavação, redimensionar as estruturas de suporte e adotar soluções para prevenir eventuais rupturas.

2.1 FASE 1 – Reconhecimento Preliminar

O reconhecimento preliminar representado na Fase 1 da FIG. 1, para a construção de túneis, compõe o estudo prévio na caracterização geotécnica global, não muito aprofundado, devido ao nível de incerteza relacionado às técnicas de prospecção utilizadas, ou seja, é mais apropriado para um estudo regional. Os métodos de pesquisa usados na fase citada, podem ser: caracterização geológica a nível regional, interpretação de fotografias aéreas e sensoriamento remoto, visitas de campo, mapeamento geológico de superfície, estudo hidrogeológico, tectônicas, classificações geomecânicas e de possíveis fraturas, entre outros.

Wahlstrom (1973) ressalta que esses métodos utilizados nesta fase são fundamentalmente interpretativos, requerendo um elevado grau de especialização dos técnicos e equipamentos a utilizar.

A caracterização do material sobre o qual se construirá (solo, rocha, material inconsolidado, presença de descontinuidades e água, de sismicidade) é fundamental para orientar a construção, as necessidades futuras de manutenção e riscos durante o uso. Existem diversos dispositivos de suporte ou revestimento de aberturas, modos de preparação desses elementos e resistências intrínsecas que governarão seu modo de atuação como estrutura de sustentação da escavação, para o uso sustentável do espaço subterrâneo (Silva, 2018).

2.2 FASE 2 – Prospecção de Campo

A fase de prospecção de campo (Fase 2, FIG. 1) é direcionada através dos estudos da fase anterior, dada então, como elemento importante no projeto base da obra, assim, a fim de complementar o aperfeiçoamento do modelo geológico-

geotécnico, inicia o processo de preparação e amostragem para ensaios laboratoriais, com métodos apropriados aplicados sobre as áreas, nas quais existiam dúvidas.

Os métodos empregados nesta etapa são: a geofísica, a prospecção mecânica e os ensaios *in situ*.

A partir desses métodos de prospecção, pode-se elaborar uma estimativa dos custos iniciais das próximas fases e conseguir parâmetros como: posição estimada do nível freático, os índices RMR (*Rock Mass Rating*, Bieniawski, 1973), Q (*Tunnelling Quality Index*, Barton *et. al.* 1974, modificado em 1993), GSI, *Geological Strength Index* (Hoek *et. al.*, 1995), morfologia, grau de alteração e litologia do maciço rochoso, estratigrafia e local de possíveis rupturas, resultando assim, no desenvolvimento do perfil geotécnico preliminar, que é usado para avaliar a viabilidade do projeto, definir as áreas mais apropriadas para executar a obra e analisar possíveis alternativas, se necessário.

A prospecção geofísica compreende um conjunto de ensaios que proporciona uma percepção mais ampla, de forma indireta (não invasiva) na subsuperfície da área investigada, podendo então, identificar as anomalias existentes no maciço rochoso. Os métodos de prospecção geofísica que se destacam na geotecnia são: os métodos sísmicos, elétricos, eletromagnéticos e ocasionalmente, a perfilagem geofísica, a gravimetria e a magnetometria (para detectar cavidades). Em geral, as maiores vantagens observadas desses métodos são:

- ganhos de custo de pesquisa mineral ao direcionar as sondagens e execução de perfurações;
- tempo de execução reduzido, pois não necessita passar com máquinas e equipamentos em locais de difícil acesso;
- redução do índice de incerteza da mina, através da interpretação dos dados obtidos em campo por meio de *softwares*.

No reconhecimento geotécnico, dentre os métodos de prospecção mecânica, conhecidos, como sondagem, poços, galerias e trincheiras, o mais utilizado é a sondagem que, apesar do elevado custo, possui grandes vantagens por permitir o contato direto com o terreno, obtendo amostras da área a ser estudada, para realizar ensaios posteriores. A quantidade e localização das sondagens serão determinadas a partir das observações alcançadas anteriormente sobre as áreas que houveram mais incertezas e características adversas, assim, se faz necessário, muito cuidado

na interpretação, ao elaborar os perfis geológicos-geotécnicos, por se tratar de uma amostragem pontual.

De acordo com Fernández (1997), o número de sondagens a realizar na prospecção de um túnel é determinado em função das características e dificuldade da obra, sendo importante, realizar sondagem em cada face avançada do túnel durante a escavação e em poço (caso exista). O referido autor indica ainda que para um túnel de dificuldade média, um valor aproximado para o comprimento acumulado de furos por sonda, seja de pelo menos, metade do comprimento total do túnel.

Os ensaios realizados *in situ*, cada vez mais, têm adquirido espaço em relação aos ensaios realizados em laboratórios, pois evita-se que haja alteração das amostras de rocha permitindo uma melhor visualização da estratigrafia do subsolo e uma melhor estimativa das propriedades dos materiais envolvidos.

Uma breve síntese das técnicas de ensaios de campo e suas aplicações adotadas na prática internacional é exibida no QUADRO 1, que, ao notar as informações e aspectos de correlação, pode-se escolher qual tipo de ensaio compatível com as características do subsolo e as propriedades a serem dimensionadas. Schnaid e Odebrecht (2012) afirmaram que:

Esses aspectos são de particular importância na concepção de programas geotécnicos de investigação necessários à solução de problemas de fundações, contenções e escavações, entre outros. Note-se, ainda, que campanhas de retiradas de amostras indeformadas para realização de ensaios de laboratório, visando à determinação de parâmetros de resistência e deformabilidade, podem ser adotados como procedimentos complementares às investigações de campo.

Quadro 1 – Aplicabilidade e uso de ensaios *in situ*

Grupo	Equipamento	Tipo de solo	Perfil	Parâmetros										
				u	ϕ'	S_u	D_r	m_v	c_v	K_0	G_0	σ_h	OCR	σ - ϵ
Penetrômetro	Dinâmicos	C	B	-	C	C	C	-	-	-	C	-	C	-
	Mecânicos	B	A/B	-	C	C	B	C	-	-	C	C	C	-
	Elétricos (CPT)	B	A	-	C	B	A/B	C	-	-	B	B/C	B	-
	Piezocone (CPTU)	A	A	A	B	B	A/B	B	A/B	B	B	B/C	B	C
	Sísmicos (SCPT/SCPTU)	A	A	A	B	A/B	A/B	B	A/B	B	A	B	B	B
	Dilatômetro (DMT)	B	A	C	B	B	C	B	-	-	B	B	B	C
	Standard Penetration Test (SPT)	A	B	-	C	C	B	-	-	-	C	-	C	-
	Resistividade	B	B	-	B	C	A	C	-	-	-	-	-	-
Pressiômetro	Pré-furo (PBP)	B	B	-	C	B	C	B	C	-	B	C	C	C
	Autoperfurante (SBP)	B	B	A	B	B	B	B	A	B	A	A/B	B	A/B
	Cone-pressiômetro (FDP)	B	B	-	C	B	C	C	C	-	A	C	C	C
Outros	Palheta	B	C	-	-	A	-	-	-	-	-	-	B/C	B
	Ensaio de placa	C	-	-	C	B	B	B	C	C	A	C	B	B
	Placa helicoidal	C	C	-	C	B	B	B	C	C	A	C	B	-
	Permeabilidade	C	-	A	-	-	-	-	B	A	-	-	-	-
	Ruptura hidráulica	-	-	B	-	-	-	-	C	C	-	B	-	-
	Sísmicos	C	C	-	-	-	-	-	-	-	A	-	B	-

Aplicabilidade: A = alta; B = moderada; C = baixa; - = inexistente

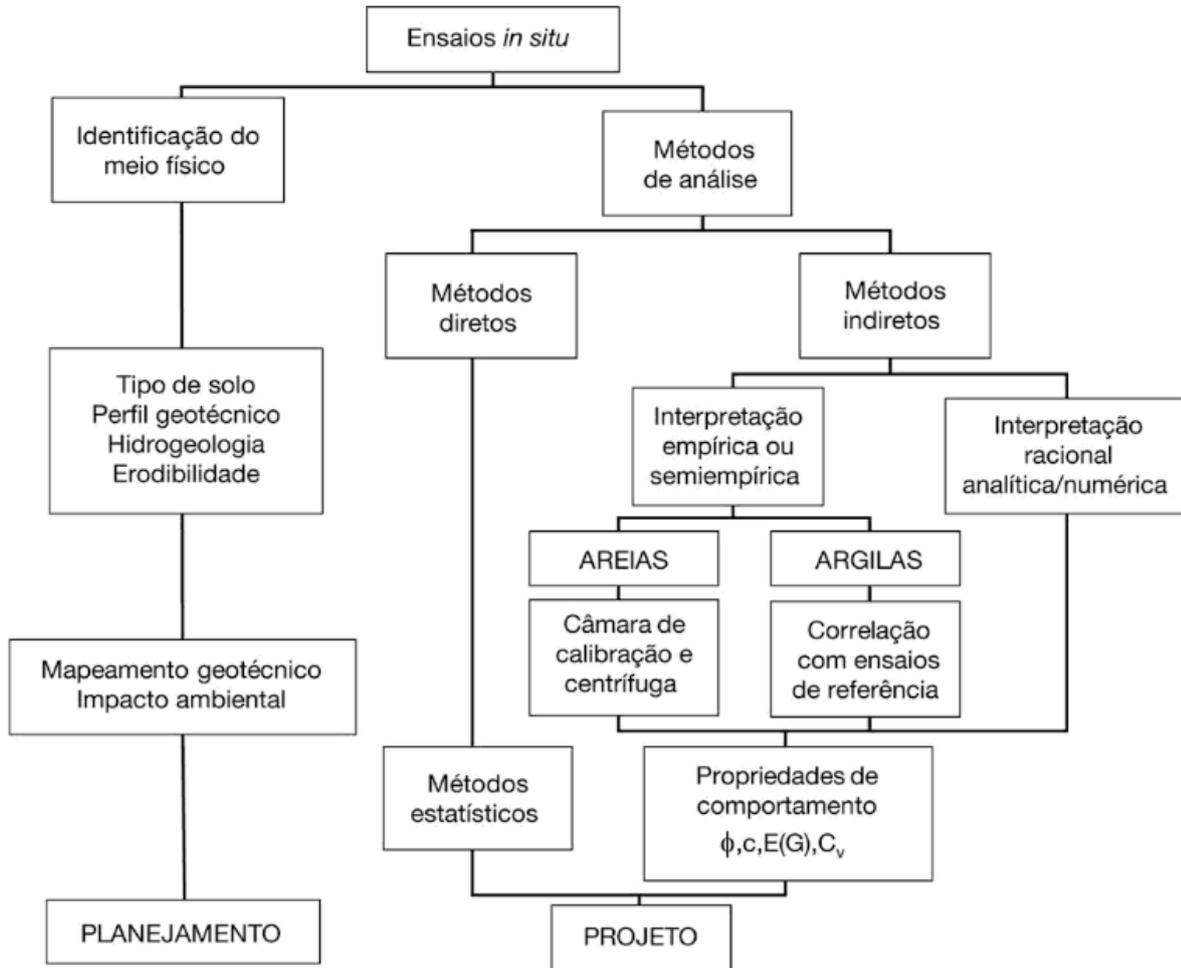
Definição de parâmetros: u = poropressão *in situ*; ϕ' = ângulo de atrito efetivo; S_u = resistência ao cisalhamento não drenada; D_r = densidade relativa; m_v = módulo de variação volumétrica; c_v = coeficiente de consolidação; K_0 = coeficiente de empuxo no repouso; G_0 = módulo cisalhante a pequenas deformações; σ_h = tensão horizontal; OCR = razão de pré-adensamento; σ - ϵ = relação tensão-deformação.

Fonte: LUNNE, ROBERTSON E POWELL, 1997

O projeto de suporte em mineração depende de custo, do método de lavra e de fatores locais como: profundidade (tensões), presença de água, escala e comportamento do maciço rochoso (descontinuidades). Portanto, as questões geológicas têm grande influência. Se deformações do maciço induzem ou não problemas de estabilidade, depende da razão entre a resistência do maciço e o nível de tensão *in situ*, principalmente em rocha branda.

Com a finalidade de orientar o engenheiro envolvido nas áreas de planejamento urbano, ambiental e de mina, quanto à escolha do tipo de ensaio e ao reconhecimento das abordagens para interpretação de ensaios de campo, Schnaid e Odebrecht (2012) elaboraram um fluxograma (FIG. 2) que contém informações necessárias para auxiliar, como por exemplo, na avaliação de impactos ambientais provenientes do crescimento das cidades, na inserção de parques industriais, entre outras.

Figura 2 - Interpretação de ensaios de campo



Extraído de: SCHNAID e ODEBRECHT, 2012

Entretanto, a análise dos resultados pode ser feita seguindo duas abordagens, tais como a realizada por métodos diretos de natureza empírica ou semiempírica com fundamentação estatística ou por métodos indiretos passíveis de interpretação analítica por meio de abordagens numéricas, determinados conforme a técnica de ensaio utilizada, o tipo de solo pesquisado e as normas e códigos característicos (de práticas regionais).

Durante muitos anos, obras subterrâneas foram realizadas com base somente na experiência prática dos engenheiros, que definiam a metodologia construtiva e o sistema de suporte a serem adotados; e realizavam a previsão do comportamento do maciço durante a obra. Com o desenvolvimento de outras áreas do conhecimento, o projeto de obras subterrâneas passou a usar a modelagem matemática para prever esse comportamento e tentar compreender com mais propriedade a resposta do maciço frente às escavações.

Após todo o processo descrito, aliado a uma análise cautelosa dos valores obtidos, inicia-se a elaboração de um perfil geotécnico mais preciso que o preliminar, que já expõe esclarecimentos relacionados à identificação das estruturas presentes no maciço rochoso. Como já mencionado, é muito importante a correta interpretação dos resultados e a parametrização do maciço rochoso pelos técnicos envolvidos.

2.3 FASE 3 – Caracterização Complementar

Com o objetivo de alcançar o perfil geotécnico final, fundamentando nas propriedades mecânicas e formações dos maciços rochosos (Fase 3, FIG. 1), a caracterização complementar é elemento base do projeto de execução, constituindo o principal fator integrante do Relatório Geotécnico, esta fase final, consiste na execução dos ensaios laboratoriais (TAB. 1) integrado aos dados obtidos nas fases anteriores.

Fernández (1997) afirma, que os ensaios laboratoriais mais comuns são: os de identificação, a nível de petrologia, mineralogia, densidade e humidade natural; os ensaios mecânicos, como a compressão uniaxial, tração e compressão triaxial.

Lamas (1993) ressalta ainda que:

Os ensaios mecânicos referidos, nomeadamente os ensaios de compressão uniaxial, triaxial e ensaios de corte em rocha, destinam-se a estabelecer parâmetros de qualidade relativos à deformabilidade e à resistência das rochas que compõem o maciço rochoso. Estes valores não podem ser diretamente utilizados na caracterização do maciço, sem uma adaptação à escala devida, uma vez que se realizam sobre reduzidas amostras de rocha, sem representatividade das condições globais do maciço.

Segundo Dinis da Gama (1997), a descrição quantitativa relativa ao estudo das descontinuidades e às características mecânicas, entre outras, devem seguir, sempre que possível, os métodos sugeridos pela Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas (ISRM). A Tabela 1 visa resumir os parâmetros alcançados nos principais ensaios laboratoriais de rochas.

Sendo assim, a partir dos ensaios realizados, tanto em condições ideais *in situ*, quanto em laboratórios, é possível determinar um ou vários modelos de comportamento do maciço rochoso, refletindo então, nas características das suas formações e nas suas propriedades mecânicas resultando, enfim, no Relatório Geotécnico, permitindo criar cenários de escavação e impactos ambientais, projeto primário dos suportes, presença de água, descontinuidades, possível escolha de

equipamentos, seleção de métodos de construção, avaliação de prazos, e custos de execução da obra.

Tabela 1 - Ensaio de rochas em laboratório e parâmetros resultantes.

ENSAIO	PARÂMETROS
Compressão Simples	Módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson, resistência à ruptura
Compressão Triaxial	Deformabilidade em meio confinado lateralmente, resistência ao corte
Corte direto	Resistência ao corte
Deslizamento de Diaclases	Resistência ao deslizamento
Compressão diametral	Resistência à tração

Fonte: BASTOS, 1998

De maneira simples, pode-se organizar a sequência de informações que dão uma ideia clara do perfil como um todo:

- detalhamento geológico (descrição geomorfológica, solos, maciço rochoso, descontinuidades, etc);
- condições geotécnicas (classificação, comportamento e parâmetros dos maciços rochosos, dentre outros);
- condições hidrogeológicas;
- fatores de risco e ambientais, etc.

Lembrando que fatores de segurança (ou probabilidade de ruptura) em projetos diferem em relação à função da escavação, de sua vida útil (principalmente na mineração).

Após concluída todas as fases, tem-se em mãos uma série de informações que descrevem a obra, a fim de retirar os principais parâmetros de entrada necessários para determinar os métodos de construção, de acordo com as conclusões a serem estabelecidas, por meio dos resultados apresentados na planilha.

3 CARACTERIZAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DOS MACIÇOS ROCHOSOS

A necessidade de concretizar obras de escavações subterrâneas, como por exemplo os túneis, tanto na engenharia civil, quanto na de minas, deu origem a caracterização e classificação de maciços rochosos, com objetivo de adequar os métodos adotados no projeto de maneira específica para cada situação.

Caracterizar o maciço rochoso é o trabalho de campo que antecede a classificação deste. Potvin *et al.* (2012) distinguem caracterização de classificação da seguinte forma: "caracterização do maciço rochoso deve ser de natureza genérica, cujos parâmetros geotécnicos coletados de entrada podem ser usados em sistemas de classificação e métodos de concepção empíricos". A caracterização foca nas medições e dados de resistência da rocha intacta e nas descontinuidades do maciço rochoso e, em subsequência, a classificação foca nos parâmetros que variam conforme o *design*, como por exemplo, as tensões induzidas, comparar a orientação relativa das estruturas geológicas com a abertura, ou pilar, etc.

Em se tratando de mecânica das rochas, as classificações geotécnicas de maior relevância a nível internacional são: Classificação de Bieniawski (1973) com o sistema RMR (*Rock Mass Rating*), o sistema Q (*Tunnelling Quality Index*, Barton *et al.* 1974, modificado em 1993) e o GSI (*Geological Strength Index*, Hoek *et al.*, 1995).

O sistema de Bieniawski (1973), *Rock Mass Rating* (RMR), sofreu várias adaptações ao longo do tempo para adequar-se aos procedimentos padrões internacionais, mantendo sempre os princípios básicos, atualmente, os estudiosos usam com mais frequência as versões de 1976 e 1989.

O sistema RMR faz uso de seis principais parâmetros para a caracterização e classificação de um maciço rochoso. São eles:

- Resistência à compressão uniaxial da rocha.
- Índice RQD.
- Espaçamento das descontinuidades.
- Padrão das descontinuidades.
- Presença da água subterrânea.
- Orientação das descontinuidades em relação à direção do eixo da escavação.

Entretanto, não é usado o RMR neste trabalho, e, apesar do sistema Q ser comumente adotado para túneis segundo a prática geotécnica, escolhe-se como sistema de classificação para o desenvolvimento dos estudos neste trabalho o GSI.

Em geral, a classificação de Barton *et al.* (1974) é o produto de fatores que caracterizam a compartimentação do maciço, a resistência das descontinuidades ao corte e influência do estado de tensão na estabilidade.

O mesmo autor também ressalta que:

“...outro ponto de atenção à aplicação do sistema GSI é em maciços rochosos sem ou com poucas descontinuidades e baixa resistência, pois o mesmo será tratado como intacto, com valor estável de GSI, o que pode acarretar em erro devido ao baixo valor da resistência”.

Com a finalidade de adotar metodologias compatíveis com a dinâmica de execução da obra e uso da planilha proposta por Hoek (1999, adaptada em 2007) como uma análise primária, neste trabalho utiliza-se apenas o GSI, pois determinar um intervalo de valores que caracterizam o maciço por este sistema é mais rápido, do que obter um valor muito exato, que demandará bom tempo para coleta dos parâmetros que satisfazem o resultado de classificação obtido por meio do sistema Q. A partir de descrições geológicas, apresentadas em um quadro, que consideram as estruturas e as condições das superfícies dessas descontinuidades, pode-se estimar de forma mais simples, o GSI, lembrando que existem outras maneiras de determinar o GSI, inclusive a partir do RMR.

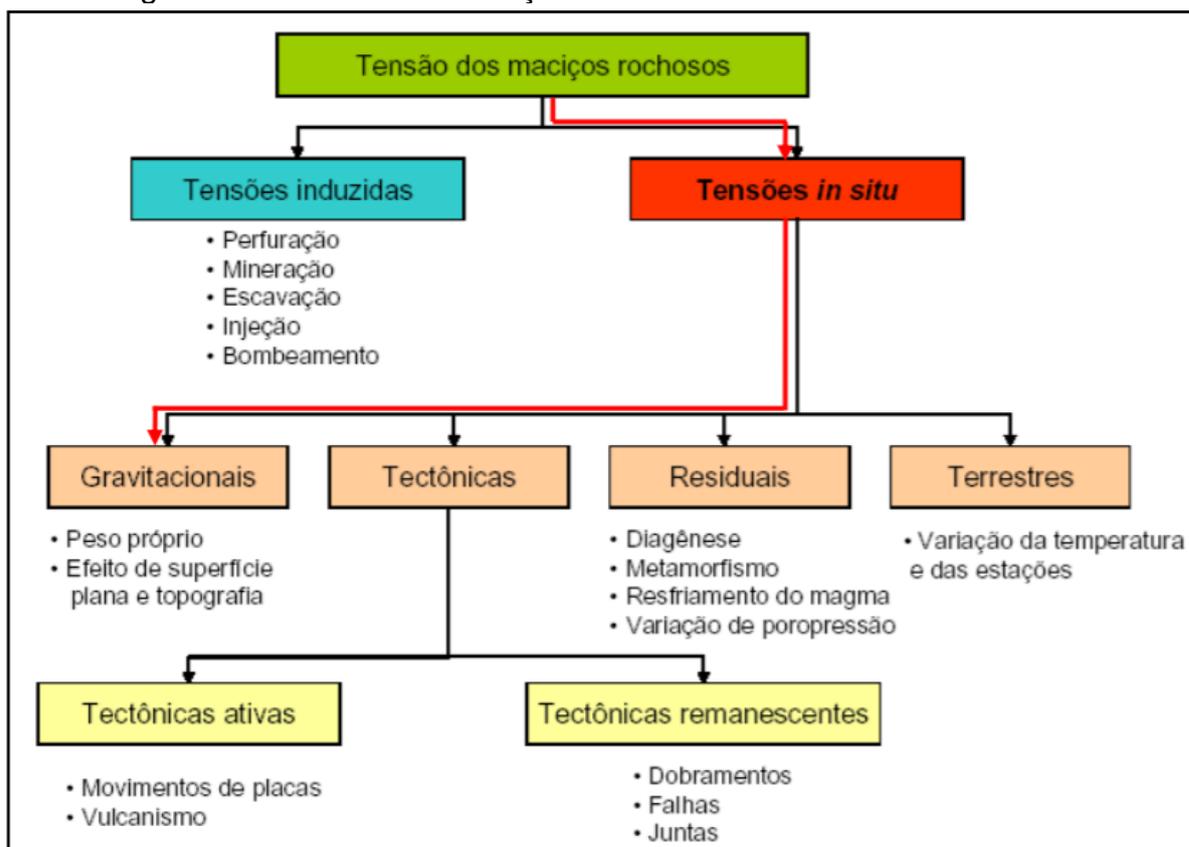
3.1 Resistência do maciço / Tensão *in situ*

Os maciços rochosos existentes na crosta terrestre estão submetidos a estados de tensões que podem ser tanto de formação, quanto induzidos (FIG. 3). A tensão *in situ*, ou seja, de origem natural, pode ser definida como, por exemplo, a tensão resultante da interação entre o peso próprio do maciço, gerando as tensões gravitacionais ou resultante de outros fenômenos que constantemente estão modificando a estrutura do maciço. Com a implantação de obras de engenharia como escavações ou construções, ocorre uma perturbação do maciço provocando tensões induzidas, decorrentes da redistribuição das tensões pré-existentes.

A fim de determinar as tensões, Torres da Silva (2008) afirma que:

Um ponto no interior de um maciço rochoso está submetido a um estado tridimensional de tensões formado por várias componentes de diferentes origens. Assim, o termo tensões *in situ* é utilizado para denominar as tensões de qualquer natureza que estão presentes no interior do maciço rochoso.

Figura 3 – Tensões em maciços rochosos.



Extraído e adaptado de: NUNES, 2000

Como uma aproximação inicial, a tensão *in situ* (p_o), pode ser assumida como igual ao produto da profundidade abaixo da superfície (z) com o peso específico do material rochoso (γ). O estudo detalhado e aprofundado para determinação de tensão *in situ* no maciço rochoso pode ser consultado no trabalho de Tropia (2013) e muitos outros. Neste trabalho adotaremos a tensão estimada a partir desta relação vertical e lateral hidrostática simples:

$$p_o = \gamma z \quad [1]$$

3.2 Propriedades do maciço rochoso

Ao longo dos anos, estudiosos modificaram e atualizaram os métodos para estimar de forma mais confiável possível as características de resistência e deformação dos maciços rochosos, necessários para quase todas as formas de análises utilizadas em diversos projetos como encostas, fundações e escavações subterrâneas.

Este capítulo apresenta a versão mais recente do critério de Hoek-Brown, considerando cada vez mais a prática no campo que visa um conjunto mais confiável de resultados.

3.2.1 Índice de Resistência Geológica – GSI

O sistema de classificação GSI, apresentado por Hoek e Brown (1997), é utilizado fornecendo um parâmetro geotécnico (varia de 0 – 100) a fim de estimar a redução da resistência do maciço rochoso para diferentes condições geológicas, ou seja, considera tanto a resistência dos blocos que constituem o maciço, quanto o comportamento geomecânico que é controlado pelas condições de superfície das fraturas. O índice é definido por meio de exames visuais do maciço rochoso exposto que parte pelo princípio de que a resistência de um maciço rochoso depende das propriedades dos fragmentos de rocha intacta e do seu grau de liberdade para rotacionar e deslizar sob diferentes condições de carregamento. Esse grau de liberdade é governado pelo formato geométrico dos fragmentos e pelas condições das superfícies que separam fragmentos adjacentes (HOEK E BROWN, 1997 e HOEK, 2007).

As proposições iniciais visavam obter o valor de GSI a partir do RMR estimado para o maciço. Contudo, o RMR apresenta limitações quanto à aplicabilidade em rochas muito fraturadas ou intemperizadas. Na tentativa de resolver esse problema, as tabelas descritas nas TAB. 2 e TAB. 3 foram propostas e modificadas ao longo do tempo, e sua utilização é recomendável para os casos em que o RMR não apresenta resultados confiáveis (HOEK, 2007).

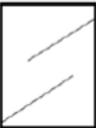
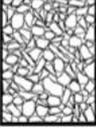
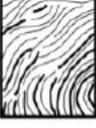
Tabela 2 - Determinação dos valores de GSI baseada nas condições geológicas do maciço rochoso fraturado.

ÍNDICE DE RESISTÊNCIA GEOLÓGICA PARA MACIÇOS FRATURADOS (GSI)
 A partir da litologia, estrutura e condições de superfície das descontinuidades, estimar o valor médio de GSI. Não tente ser muito preciso. Avaliar um intervalo entre 33 e 37 é mais realístico que considerar o GSI = 35. Repare que a tabela não se aplica a rupturas estruturalmente controladas. Quando estruturas planares estão presentes em orientações desfavoráveis com relação à face de escavação, essas estruturas dominarão o comportamento do maciço. A resistência ao cisalhamento das superfícies de rochas propícias à deterioração como resultado de variações no conteúdo mineralógico da rocha, será reduzida no caso de presença de água. No caso de rochas classificadas nas categorias ruim ou péssima, deve ser considerada uma margem de erro para a direita quando houverem condições úmidas. A pressão da água é considerada pela efetiva análise do estado de tensões do maciço rochoso.

ESTRUTURA

CONDIÇÕES DE SUPERFÍCIE

Redução da qualidade da superfície →

ESTRUTURA	MUITO BOA – Muito lisa, superfície fresca e não intemperizada	BOA – Lisa, levemente alterada, superfícies manchadas de ferro	REGULAR – Suave, moderadamente intemperizada e com superfícies alteradas	POBRE – Superfície polida por movimento friccional, altamente intemperizadas com preenchimento compacto ou fragmentos angulares	MUITO POBRE – Superfície polida por movimento friccional, altamente intemperizada com preenchimento argiloso
 INTACTA OU MACIÇA – espécimes intactos de rocha ou maciço rochoso in-situ com poucas e espaçadas descontinuidades	90			N/A	N/A
 BLOCADO – maciço rochoso não intemperizado com trama bem definida de descontinuidades, consistindo de blocos cúbicos formados por três famílias de descontinuidades	80	70			
 MUITOS BLOCOS – densa trama com maciço parcialmente intemperizado e blocos angulares multi faces formados por 4 ou mais famílias de descontinuidades		60	50		
 BLOCADO/PERTURBADO/DEGRADADO – maciço dobrado com blocos angulares formados pela interseção de muitas famílias de descontinuidades. Persistência do plano de acamamento ou xistosidade			40	30	
 DESINTEGRADO – trama não definida, maciço altamente fragmentado com mistura de fragmentos angulares e arredondados de rocha				20	
 LAMINADO/CISALHADO – Ausência de blocos devido ao pouco espaçamento da fraca xistosidade ou planos de cisalhamento	N/A	N/A			10

Redução das forças atuantes entre os blocos rochosos ↓

Extraído de: HOEK E BROWN, 2007 adaptação CHAVES, 2018.

Tabela 3 - Determinação dos valores de GSI baseada nas condições geológicas do maciço rochoso heterogêneo.

GSI PARA MACIÇOS ROCHOSOS HETEROGÊNEOS		CONDIÇÕES DE SUPERFÍCIE DAS DESCONTINUIDADES (Predominantemente planos de acamamento)				
COMPOSIÇÃO E ESTRUTURA		MUITO BOA – Muito lisa, superfície fresca e não intemperizada	BOA – Lisa, levemente alterada, superfícies manchadas de ferro	REGULAR – Suave, moderadamente intemperizada e com superfícies alteradas	POBRE – Superfície polida por movimento friccional, altamente intemperizadas com preenchimento compacto ou fragmentos angulares	MUITO POBRE – Superfície polida por movimento friccional, altamente intemperizada com preenchimento argiloso
	A. Acamamento espesso, arenito com muitos blocos. O efeito dos revestimentos pelíticos nos planos de acamamento é minimizado pelo confinamento do maciço rochoso. Em túneis a baixas profundidades ou taludes, esses planos de acamamento podem causar instabilidade estruturalmente controlada.	70	60	A		
	B. Arenitos com finas camadas de siltito.		50	B		
	C. Arenitos e siltitos em quantidades similares.			C		
	D. Siltitos ou xisto-silte com camadas de arenito.			D		
	E. Siltitos fracos ou xistos argilosos com camadas de arenito.			E		
C, D, E e G – Podem estar mais ou menos dobrados do que o ilustrado, mas isso não afeta a resistência. Deformações tectônicas, falhas e a perda de continuidade move tais categorias para F e H.						
	F. Tectonicamente deformado, intensamente dobrado/falhado, xistos argilosos cisalhados ou siltitos com camadas de arenito fragmentadas e deformadas formando uma estrutura quase caótica.					
	G. Xisto-silte ou argiloso com ou sem poucas e muito finas camadas de arenito.					
	H. Xisto-silte ou argiloso tectonicamente deformado formando uma estrutura caótica com bolsas de argila. Finas camadas de arenito são transformadas em pequenos pedaços de rocha.					
→ Significa deformação após distúrbio tectônico.						

Extraído de: HOEK E BROWN, 2007 adaptação CHAVES, 2018.

Um dos fatores corriqueiros que surgem quando se avalia o valor do GSI no campo está relacionado a danos causados por explosões. Sempre que possível, a face não danificada deve ser usada para estimar o valor do GSI, uma vez que o objetivo geral é determinar as propriedades do maciço rochoso não perturbado. Hoek *et al.* (2002) propuseram um fator de distúrbio *D* do maciço rochoso para levar em consideração as condições das escavações e dos danos causados pelo desmonte de rocha, objetivando aprimorar a utilização do sistema GSI evitando interpretações errôneas dos resultados.

3.2.2 Critério de Hoek-Brown generalizado

Hoek e Brown (1980a, 1980b) introduziram seu critério numa tentativa de fornecer dados de entrada para as análises necessárias para o projeto de escavações subterrâneas em rochas resistentes. Baseados em dados experimentais e análises estatísticas, estabeleceram uma relação empírica, envolvendo as tensões principais na ruptura definida pela seguinte equação:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (m\sigma_3\sigma_{ci} + s\sigma_{ci}^2)^{0,5} \quad [2]$$

sendo:

σ_1 = tensão principal maior;

σ_3 = tensão principal menor;

σ_{ci} = resistência a compressão uniaxial da rocha obtida em laboratório;

m e s = constantes que dependem das características do maciço, onde $s = 1$ para rocha intacta.

A Equação 2 não será utilizada neste trabalho, pois, este critério partiu das propriedades da rocha intacta e, em seguida, introduziu fatores para reduzir essas propriedades com base nas características das discontinuidades em um maciço rochoso. Os autores procuraram associar o critério empírico a observações geológicas por meio de um dos esquemas de classificação de maciços rochosos disponíveis e, para esse fim, escolheram o *Rock Mass Rating* proposto por Bieniawski (1976).

Conseqüentemente, tornou-se necessário reexaminar essas relações e introduzir novos elementos de tempos em tempos para dar conta da ampla gama de problemas práticos aos quais o critério estava sendo aplicado. Típicos desses aprimoramentos foram a introdução da ideia de maciços rochosos “coerentes” e “incoerentes”, e a introdução de um critério modificado para forçar a resistência à tração da rocha a zero para maciços rochosos de muito baixa qualidade (HOEK, WOOD e SHAH, 1992).

Hoek (1994) introduziu o conceito do critério de ruptura generalizado de Hoek-Brown, no qual a envoltória de Mohr-Coulomb pode ser ajustada por meio de um expoente variável a no lugar do termo da raiz quadrada da Equação 2, além disso, foi considerado que a classificação geomecânica RMR não era adequada para relacionar o critério de ruptura às observações geológicas de campo, principalmente para maciços rochosos brandos, portanto, teve como resultado a introdução do Índice de Resistência Geológico (GSI).

Na Figura 4 observa-se um quadro elaborado por Hoek *et al.* (1997), para obtenção dos parâmetros de forma genérica conforme a estrutura da rocha e a condição das paredes das descontinuidades.

Figura 4 - Valores dos parâmetros do critério de ruptura de Hoek & Brown, segundo a estrutura da rocha e a condição das paredes das descontinuidades.

CRITÉRIO DE RUPTURA DE HOEK & BROWN - MODIFICADO			C O N D I Ç Ã O D A S P A R E D E S				
			MUITO BOM	BOM	REGULAR	RUIM	MUITO RUIM
$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c (m_b \sigma_3 / \sigma_c + s)^2$ σ_1 = Tensão principal maior na ruptura σ_3 = Tensão principal menor na ruptura σ_c = Resistência a compressão uniaxial da rocha intacta m_b, s e a são constantes que dependem da composição, estrutura e a condição das superfícies do maciço rochoso			Não intemperizadas, descontinuas, seladas, superfícies bem rugosas, não preenchidas	Ligeiramente intemperizada, contínua, selada, superfície rugosa, oxidadas não preenchidas	Moderadamente intemperizadas, contínuas, extremamente estreito, superfícies lisas, fracamente preenchida	Altamente intemperizada, muito estreitas, superfícies polidas, fortemente preenchidas	Altamente intemperizadas, contínuas, estreitas, superfícies polidas, fracamente preenchidas
E S T R U T U R A	FRATURADO: maciço com bom imbricamento, não perturbado, com blocos cúbicos, formado por três descontinuidades ortogonais, blocos grandes a muito grandes.	m_b/m_s s a Em v GSI	0,60 0,190 0,5 75.000 0,2 85	0,4 0,062 0,5 40.000 0,2 75	0,26 0,015 0,5 20.000 0,25 62	0,16 0,002 0,5 9.000 0,25 48	0,08 0,0004 0,5 3.000 0,25 34
	MUITO FRATURADO: maciço imbricado, parcialmente perturbado com múltiplos blocos angulares formado por quatro ou mais famílias: tamanho de bloco médio.	m_b/m_s s a Em v GSI	0,4 0,062 0,5 40.000 0,2 75	0,29 0,021 0,5 24.000 0,25 65	0,16 0,003 0,5 9.000 0,25 48	0,11 0,001 0,5 5.000 0,25 38	0,07 0 0,53 2.500 0,3 25
	FRATURADO COM VEIOS: com dobras e falhas, muitas intersecções de descontinuidades; blocos angulares pequenos.	m_b/m_s s a Em v GSI	0,24 0,012 0,5 18.000 0,25 60	0,17 0,004 0,5 10.000 0,25 50	0,12 0,001 0,5 6.000 0,25 40	0,08 0 0,5 3.000 0,3 30	0,06 0 0,55 2.000 0,3 20
	TRITURADO: maciço baixamente imbricado e muito quebrado; tamanho dos blocos muito pequenos, angulares e não angulares.	m_b/m_s s a Em v GSI	0,17 0,004 0,5 10.000 0,25 50	0,12 0,001 0,5 6.000 0,25 40	0,08 0 0,5 3.000 0,3 30	0,06 0 0,55 2.000 0,3 20	0,04 0 0,6 1.000 0,3 10

Hoek *et al.* (2002) revisando dados disponíveis sobre resistência de rochas intactas, propuseram um critério empírico para rochas, propondo modificações nas equações anteriores, reconhecendo que o RMR de Bieniawski não era mais adequado como um veículo para relacionar o critério de ruptura às observações geológicas no campo, particularmente para maciços rochosos muito pobres e introduzindo o GSI com objetivo de satisfazer as condições:

- elaborar um critério que reproduzisse bem os resultados de ensaios de laboratório;
- equacionamento simples, que trabalhe com parâmetros adimensionais;
- e que este critério pudesse ser estendido para descrever a ruptura de maciços fraturados.

Assim, a forma mais geral que pode ser usada para maciços fraturados do critério generalizado de Hoek-Brown é dada pela equação:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad [3]$$

em que m_b é um valor originado a partir da redução da constante m_i obtida através de ensaio laboratorial dado por:

$$m_b = m_i \exp \left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right) \quad [4]$$

s e a são constantes obtidas pelas seguintes relações:

$$s = \exp \left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right) \quad [5]$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad [6]$$

sendo:

σ_1 = tensão principal maior;

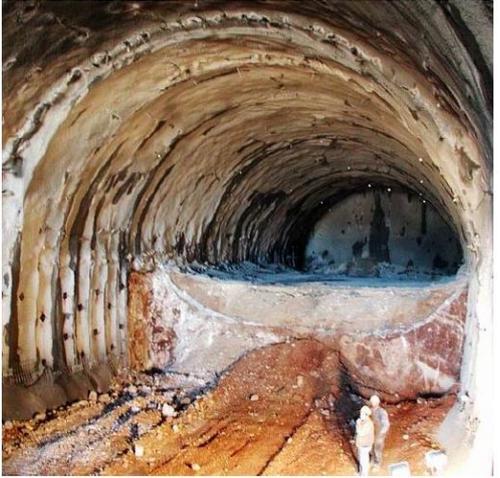
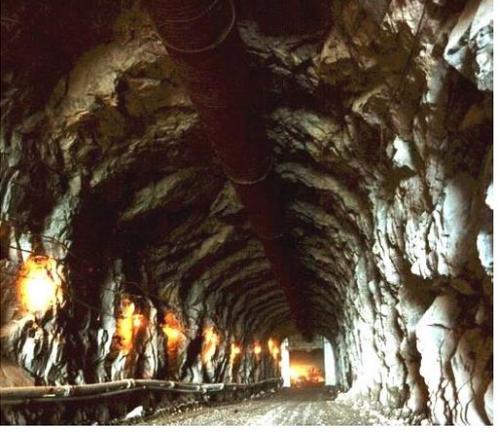
σ_3 = tensão principal menor;

σ_{ci} = resistência a compressão uniaxial da rocha obtida em laboratório;

s e a = constantes que dependem das características do maciço;

D = é um fator que depende do grau de perturbação devido aos danos causados pela detonação e da descompressão de tensões. Pode variar entre 0 para os maciços rochosos não perturbados (*in situ*) e 1 para os muito perturbados. A partir da TAB.4, Hoek *et al.* (2002) fornecem orientações para a escolha do valor de D .

Tabela 4 - Diretrizes para estimar o fator de perturbação D em túneis.

Aparência do maciço rochoso	Descrição do maciço rochoso	Valor sugerido de D
	<p>Excelente qualidade de detonação controlada ou escavação por máquina de perfuração de túneis resulta em perturbação mínima para o maciço rochoso confinado ao redor de um túnel.</p>	<p>$D = 0$</p>
	<p>Escavações mecânicas ou manuais no maciço rochoso de baixa qualidade (sem detonação) resultam em mínima perturbação ao redor do maciço rochoso.</p> <p>Nos casos em que os problemas de compressão resultam em um aumento significativo do piso, a perturbação pode ser grave, a menos que uma inversão temporária, como mostrado na fotografia, seja colocada.</p>	<p>$D = 0$</p> <p>$D = 0,5$ Não invertido</p>
	<p>A detonação de baixíssima qualidade em um túnel de rocha intacta resulta em danos locais severos, estendendo-se por 2 ou 3 m, no maciço rochoso circundante.</p>	<p>$D = 0,8$</p>

Extraído e adaptado de: HOEK *et al.*, 2002

Hoek (2007) propõe que as constantes s e a , em caso de túneis circulares construídos em rochas brandas são obtidas por meio das seguintes relações:

- se o maciço rochoso for de mediana a boa qualidade ($GSI > 25$),

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad [7]$$

$$a = 0,5 \quad [8]$$

- se maciço rochoso for de baixa qualidade ($GSI \leq 25$),

$$s = 0 \quad [9]$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad [10]$$

Maia (2011) ressalta que:

O valor do GSI igual a 25 foi escolhido empiricamente para ser o elemento de transição entre os critérios original e modificado. Nos maciços de melhor qualidade, GSI superior a 25, o valor do GSI pode ser estimado diretamente da classificação de Bieniawski, RMR, feita em 1976. No entanto, para maciços rochosos de fraca qualidade o valor de RMR é difícil de determinar e o balanço entre as classificações já não dá uma estimativa fiável para o GSI. Assim, não deve ser usado o valor de RMR, de 1976, no cálculo do valor estimado do GSI para maciços de qualidade baixa.

As constantes σ_{ci} e m_i devem ser determinadas por análises estatísticas de resultados a partir de uma série de testes à compressão triaxial, sempre que possível.

Obtém-se a resistência à compressão uniaxial simples, σ_c , do maciço rochoso a partir da resistência de uma amostra de laboratório fazendo-se $\sigma_3 = 0$ na Equação 3, acarretando:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} s^a \quad [11]$$

E quando os ensaios de compressão simples não são possíveis, as TAB. 5 e TAB. 6 podem ser utilizadas para a obtenção de estimativas razoáveis para essas constantes, sabendo que o critério de Hoek-Brown considera o comportamento isotrópico da rocha, ou seja, sua aplicação é restrita aos casos em que existem números suficientes de descontinuidades, com características similares entre si, para que a condição de comportamento isotrópico nas situações de ruptura através de várias descontinuidades possa ser considerada (HOEK E KARZULOVIC, 2000).

Tabela 5 - Estimativas de campo para a resistência à compressão uniaxial.

Classificação*	Descrição	UCS (Mpa)	PLI (Mpa)	Estimativa de campo da competência	Exemplos
R6	Extremamente competente	>250	>10	Espécime só é desbastado por martelo geológico	Basalto fresco, chert, diabásio, gneisse, granito, quartzito
R5	Muito competente	100 - 250	4 - 10	Espécime requer muitas pancadas de um martelo geológico para se fraturar	Anfibolito, arenito, basalto, gabro, gneisse, granodiorito, peridotito, riolito, tufo vulcânico
R4	Competente	50 - 100	2 - 4	Espécime requer mais de uma pancada de um martelo geológico para se fraturar	Calcário, mármore, arenito, xisto
R3	Mediana	25 - 50	1 - 2	Não pode ser arranhada ou descascada por uma faca, espécime pode se fraturar com uma única pancada de martelo geológico	Filito, xisto, siltito
R2	Fraca	5 - 25	**	Pode ser descascada com dificuldade por uma faca, indentação superficial causada por uma pancada firme da extremidade pontual do martelo geológico	Argilito, feldspato potássico, marga, siltito, folhelho, sal-gema
R1	Muito fraca	1 - 5	**	Pulverizado sob pancadas firmes de um martelo geológico com a extremidade pontual, pode ser descascado por uma faca	Rocha muito intemperizada ou alterada, folhelho
R0	Extremamente fraca	0,25 - 1	**	Rocha pulverulenta	Preenchimento de falhas
* Classificação de acordo com Brown (1981)					
** Teste de carregamento pontual (Point Load Test - PLT) em rochas com UCS abaixo de 25 Mpa tendem a apresentar resultados não confiáveis					

Extraído de: HOEK E KARZULOVIC, 2000 adaptação CHAVES, 2018.

Tabela 6 – Valores estimados da constante m_i para rocha intacta, por tipo de rocha.

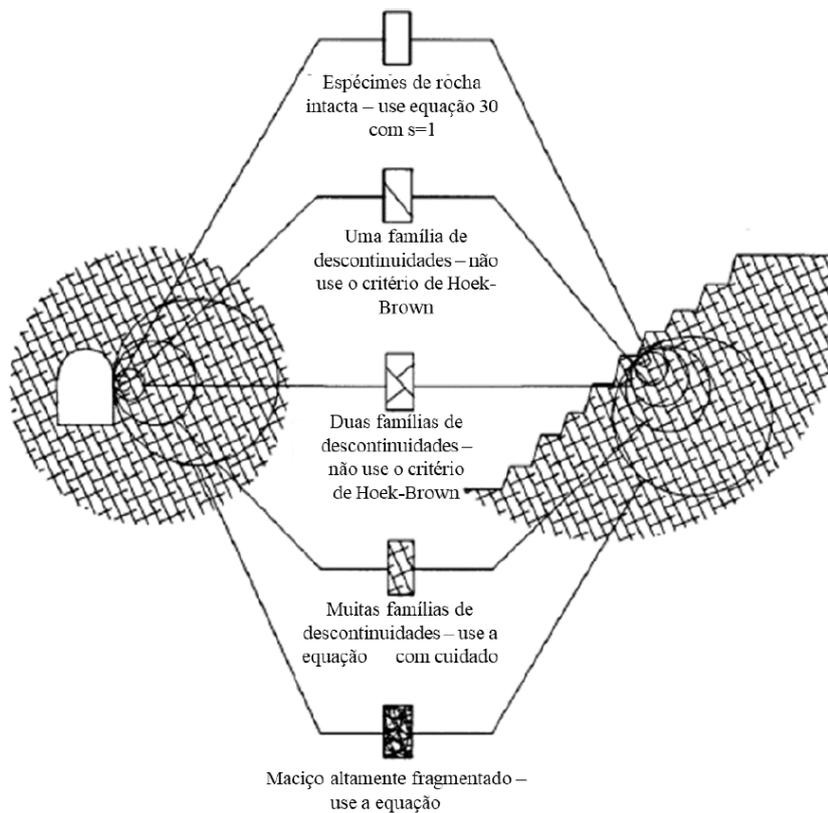
Tipo de rocha	Classe	Grupo	Textura			
			Grosseira	Média	Fina	Muito fina
Sedimentar	Clástica		Conglomerados (21±3)	Arenitos (17±4)	Siltitos (7±2)	Argilitos (4±2)
			Brechas (19±5)		Grauvacas (18±3)	Folhelhos (6±2)
						Margas (7±2)
	Não-clástica	Carbonato	Calcário cristalino (12±3)	Sparite (10±2)	Micrite (9±2)	Dolomitos (9±3)
		Evaporito		Gipsita (8±2)	Anidrita (12±2)	
Orgânica					Greda (7±2)	
Metamórfica	Não-foliada		Mármore (9±3)	Corneana (19±4)	Quartzitos (20±3)	
				Meta-arenito (19±3)		
	Foliação leve		Migmatito (29±3)	Anfibolitos (26±6)		
	Foliada		Gneisse (28±5)	Xistos (12±3)	Filitos (7±3)	Ardósias (7±4)
Ígnea	Plutônica	Clara	Granito (32±3)	Diorito (25±5)		
			Granodiorito (29±3)			
		Escura	Gabro (27±3)	Diabásio (16±5)		
			Norito (20±5)			
	Hipabissal		Pórfiros (20±5)		Diabásio (15±5)	Peridotito (25±5)
	Vulcânica	Lava		Riolito (25±5)	Dacito (25±3)	Obsidiana (19±3)
				Andesito (25±5)	Basalto (25±5)	
Piroclástica		Aglomerado (19±3)	Brecha (19±5)	Tufo vulcânico (13±5)		
*Estes valores são para espécimes intactos de rocha testados na direção normal ao acamamento ou foliação. O valor de m_i será significativamente diferente se houverem falhas ao longo de planos mais fracos						

Extraído de: HOEK E KARZULOVIC, 2000 adaptação CHAVES, 2018.

Lembra-se que o uso desse sistema é eficaz se o espaçamento das descontinuidades é pequeno comparado à dimensão do túnel. Caso contrário, as

tabelas GSI e o critério de Hoek-Brown não deverão ser usadas e as descontinuidades deverão ser tratadas individualmente, conforme ilustrado na FIG. 5, o diagrama idealizado mostrando a transição de rocha intacta a altamente fragmentada com aumento do tamanho da amostra em relação ao uso da equação do critério generalizado de Hoek-Brown .

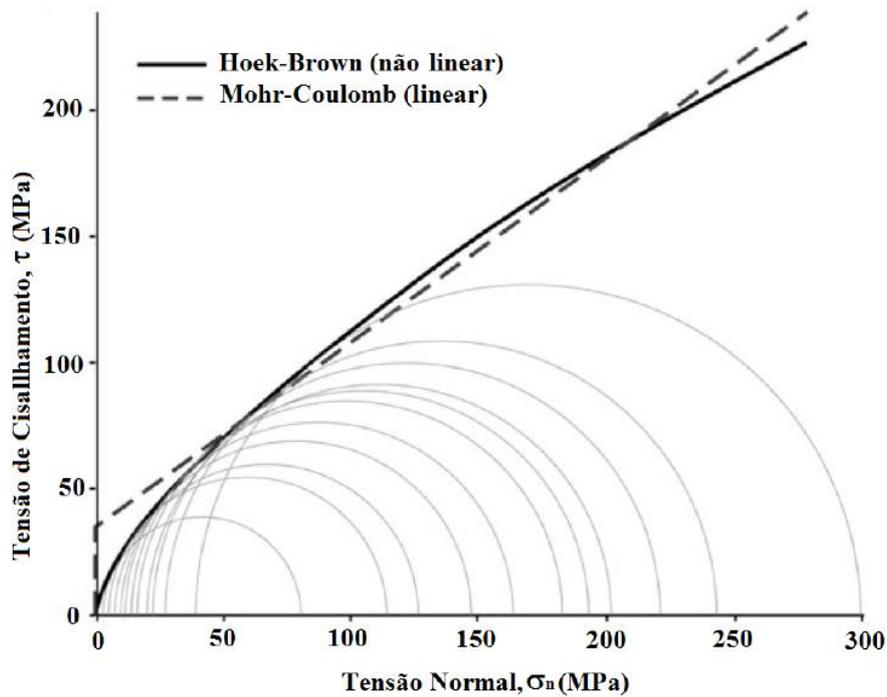
Figura 5 - Diagrama idealizado com o aumento do tamanho da amostra em relação ao uso da equação do critério generalizado de Hoek-Brown.



Extraído de: HOEK E BROWN, 2007 adaptação CHAVES, 2018

O critério de Hoek-Brown descreve o aumento não linear na resistência de cisalhamento de uma rocha com o aumento da tensão confinante. O que diferencia este método do método de Mohr-Coulomb é a envoltória de ruptura que, para Hoek-Brown é representada por uma parábola, conforme o gráfico da FIG. 6.

Figura 6 – Comparação entre as envoltórias linear de Mohr Coulomb e não linear de Hoek-Brown.



Extraído e adaptado de: EBERHARDT, 2012

Hoek (1997) após simular um conjunto de testes triaxiais de resistência à compressão em larga escala utilizando a Equação 3 de Hoek-Brown, com base no método de tentativa e erro, verificou que os resultados mais consistentes para a determinação dos valores do ângulo de atrito e da força coesiva, são por meio de 8 valores igualmente espaçados de σ_3 são usados no intervalo $0 < \sigma_3 < 0,25\sigma_{ci}$.

Hoek *et al.* (2002), a fim de determinar os valores equivalentes da força coesiva e de atrito para cada maciço rochoso em determinada faixa de tensão, realizaram uma adaptação do critério de Mohr-Coulomb (FIG. 7), em que é realizado um ajuste da relação linear média à curva gerada pela resolução da Equação 3, para um intervalo de valores de tensões confinantes definidos por $\sigma_t < \sigma_3 < \sigma_{3max}$, sendo σ_t a resistência a tração do maciço, resultando nas seguintes equações para o ângulo de atrito ϕ e força coesiva c :

$$\phi = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}} \right] \quad [12]$$

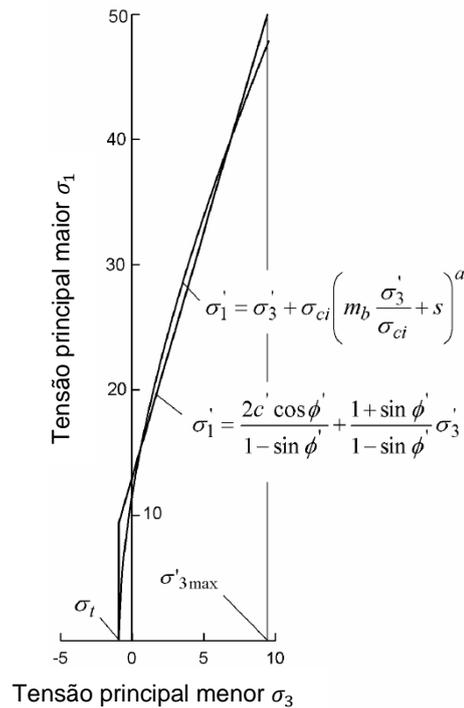
$$c = \frac{\sigma_{ci}[(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma_{3n}](s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1 + (6am_b(s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}) / (1+a)(2+a)}} \quad [13]$$

onde,

$$\sigma_{3n} = \sigma_{3max} / \sigma_{ci} \quad [14]$$

O limite superior de tensão confinante σ_{3max} sobre o qual a relação entre os critérios de Hoek-Brown e Mohr-Coulomb é considerado, tem que ser determinado para cada caso individual.

Figura 7 - Esquema do ajuste da envoltória de Mohr-Coulomb ao critério de ruptura de Hoek-Brown generalizado.



Extraído e adaptado de: HOEK *et al.*, 2002

O valor adequado de σ_{3max} calculado a partir de curvas características equivalentes a ambos os critérios, Hoek-Brown Generalizado e Mohr-Coulomb (FIG. 8), para tanto túneis profundos quanto rasos é obtido a partir da equação:

$$\frac{\sigma_{3max}}{\sigma_{cm}} = 0,47 \left(\frac{\sigma_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0,94} \quad [15]$$

em que:

σ_{cm} é definido através da Equação 17;

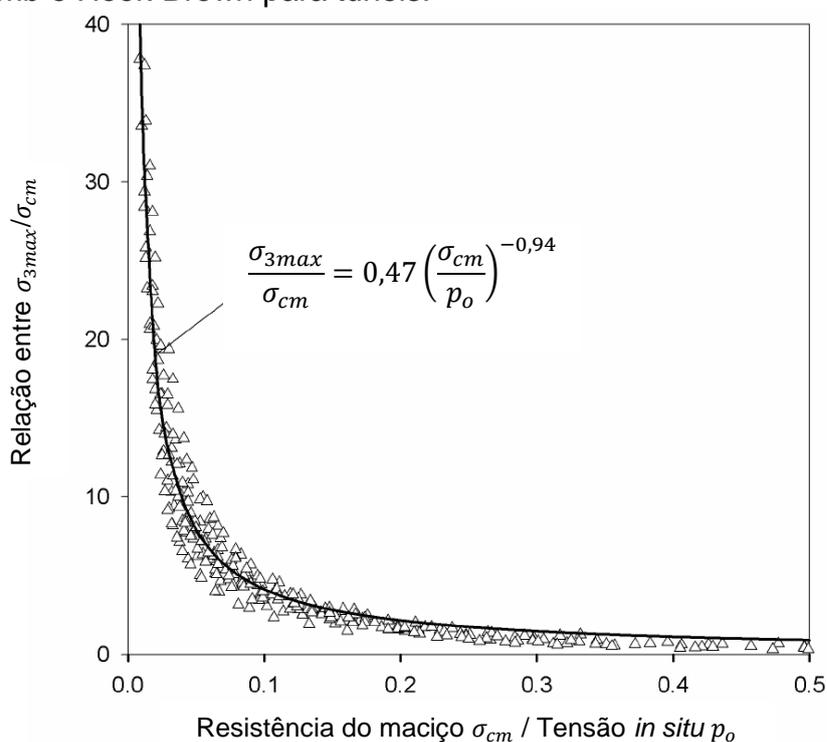
γ é o peso específico do maciço rochoso e

H é a profundidade do túnel abaixo da superfície.

Nos casos em que a tensão horizontal é maior do que a tensão vertical, o valor de tensão horizontal deve ser usado no lugar de γH . Esta equação se aplica a todas as escavações subterrâneas que estão rodeadas por uma zona de ruptura que não

se estende à superfície. Para estudos de problemas como abatimento de blocos em minas, recomenda-se que nenhuma tentativa seja feita para relacionar os parâmetros de Hoek-Brown e Mohr-Coulomb e que a determinação das propriedades do material e posterior análise deve ser baseada em apenas um destes critérios.

Figura 8 - Relação de determinação de σ_{3max} com parâmetros equivalentes de Mohr-Coulomb e Hoek-Brown para túneis.



Extraído de: HOEK *et al.*, 2002

3.2.3 Resistência do maciço rochoso

A resistência à compressão uniaxial simples do maciço rochoso σ_c é dada pela Equação 11. A ruptura inicia no limite de uma escavação quando σ_c é excedido pela tensão induzida nessa fronteira. A ruptura se propaga deste ponto inicial para um campo de tensões biaxiais e eventualmente se estabiliza quando a resistência local, definida pela Equação 3, é maior que as tensões induzidas σ_1 e σ_3 . A maioria dos modelos numéricos pode seguir este processo de propagação de fraturas e este nível de análise detalhada é muito importante quando se considera a estabilidade das escavações na rocha ao projetar os sistemas de suporte.

Em momentos em que se faz necessário determinar o comportamento geral do maciço rochoso em vez do processo detalhado da propagação da ruptura. Como por exemplo ter uma estimativa da força total do pilar no lugar de ter apenas um

conhecimento detalhado da extensão da propagação da fratura no pilar. Chega-se ao conceito de uma “resistência do maciço rochoso” global e Hoek e Brown (1997) propuseram que isso poderia ser estimado a partir do critério de Mohr-Coulomb na relação:

$$\sigma_{cm} = \frac{2c \cos\phi}{1 - \sin\phi} \quad [16]$$

com c e ϕ determinados para o intervalo de tensões $\sigma_t < \sigma_3 < \sigma_{ci}/4$ resultando:

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s)) \left(\frac{m_b}{4} + s\right)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \quad [17]$$

3.2.4 Deformabilidade do maciço rochoso

O módulo de Young (E) e o coeficiente de Poisson (ν) são parâmetros bastante relevantes nas análises que consideram o comportamento do maciço em relação as suas deformações. Maia (2007) afirma que:

A obtenção direta do módulo, por meio de ensaios “*in situ*”, demanda muito tempo e possui elevado valor operacional, além da questionável confiabilidade dos resultados. Consequentemente, vários pesquisadores propuseram relações empíricas para a estimativa do módulo de deformabilidade do maciço rochoso baseados nos sistemas de classificação, tais como, “*Rock Mass Rating*” (RMR), “*Tunnelling Quality Index*” (Q) e o Índice de Resistência Geológica (GSI).

Para determinar o módulo de deformação ou módulo de Young (E), Hoek *et al.* (2002) desenvolveram de forma empírica as seguintes fórmulas:

- para $\sigma_{ci} > 100$ MPa,

$$E \text{ (MPa)} = 1000 \cdot \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot 10^{((GSI-10)/40)} \quad [18]$$

- para $\sigma_{ci} \leq 100$ MPa,

$$E \text{ (MPa)} = 1000 \cdot \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{((GSI-10)/40)} \quad [19]$$

O coeficiente de Poisson (ν) mede a deformação transversal (em relação à direção longitudinal de aplicação da carga), é adimensional, comumente obtido a partir de ensaios laboratoriais para cada material específico, variando entre 0,25 e 0,35 para sólidos não porosos. Sabe-se que o valor máximo para o coeficiente é 0,5 (coeficiente da borracha) e o seu valor mínimo é zero (coeficiente da cortiça).

4 BREVE ESTUDO PARA AVALIAÇÃO DE RISCOS EM TÚNEIS

Por meio do Relatório Geotécnico, pode-se identificar possíveis problemas que poderão ocorrer durante a construção do túnel facilitando na tomada de decisão para acionar meios de mitigação de possíveis danos. Então, partindo dessas restrições, como elementos estruturais de risco, anomalias, presença de aquífero, existência de risco sísmico, gases armazenados na rocha, entre outros, cabe ao técnico responsável elaborar metodologias apropriadas a serem implementadas durante a escavação.

Existem princípios fundamentais, comuns do ramo de engenharia durante a execução de uma obra em geral, tais como: atingir os objetivos de funcionalidade e estabilidade, garantir a segurança na fase de construção, executar a obra com o menor custo possível e garantir boas condições ambientais.

Vale lembrar que o Relatório Geotécnico não deve ser visto como uma metodologia fixa a ser usada durante todo o processo de escavação pois, a cada avanço efetuado no túnel, devem ser realizadas novas análises de caracterização e perfil do maciço rochoso, referentes à face a ser escavada, possibilitando conhecer as condições e adversidades do meio. É importante manter um constante monitoramento sobre o ambiente para que as operações sejam realizadas de forma segura e em condições favoráveis.

De forma análoga, Hoek e Brown (1980b) citam as principais fontes de instabilidade que ocorrem numa cavidade subterrânea:

- ocorrência de condições adversas em termos de geologia estrutural;
- ocorrência de excessivas tensões *in situ*;
- expansão ou decomposição da rocha por ação da água ou ar;
- pressão hidráulica ou percolação de água.

Kanji (2016) declara que um dos fatores geológicos que influenciam na estabilidade da rocha, são as descontinuidades, denominadas genericamente como, planos de fraqueza representados por fraturas (diaclases), de acamamento, de xistosidade, falhas ou zonas de cisalhamento presentes no maciço rochoso, mostrado na FIG. 9. Uma determinada orientação de uma única descontinuidade composta de material friável numa rocha intacta dura, pode comprometer sua estabilidade. Por isso, é necessário obter conhecimento das propriedades mecânicas das fraturas, servindo

também nos casos de maciços com conjuntos de fraturas de atitudes, graus e persistências variáveis, tornando-o um meio descontínuo.

Figura 9 - Maciço rochoso descontínuo por fraturamento.



Extraído de: KANJI, 2016

A Figura 10 exemplifica descontinuidades com preenchimento de solo, que “são particularmente mais fracas e apresentam problemas de amostragem e ensaio.” (KANJI, 2016)

Figura 10 - Descontinuidade preenchida com solo argilo siltoso.



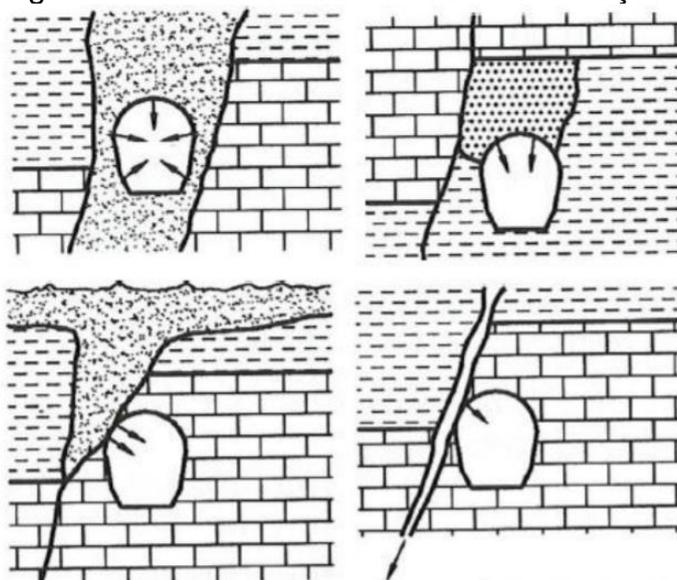
Extraído de: KANJI, 2016

Colapsos também podem ocorrer devido à presença de falhas que, de acordo com Gomes (2012), são conceituadas por:

Descontinuidades planas nos terrenos que colocam em evidência um movimento relativo e ocorrem quando os terrenos, ao serem dobrados por compressão ou estendidos devido à tração, acabam por romper. Possuem diferentes escalas, encontrando-se as maiores nas fronteiras das placas tectônicas, e diferentes classificações consoante o sentido do movimento.

Dependendo do material que constitui as falhas, elas podem tanto atuar como barreiras impermeáveis quanto favorecer o fluxo de água dos níveis freáticos subterrâneos ou da chuva, causando uma diminuição da resistência da rocha. Outro fator importante é a orientação das falhas em relação ao traçado do túnel, pois, Gomes (2012) explica que, à medida que a direção das falhas coincide com a direção do túnel, os problemas aumentam (FIG. 11).

Figura 11 - Influência das falhas na escavação de túneis.



Extraído de: GONÇALVES, 2009 *apud* GOMES, 2012.

Um exemplo de acidente de túnel no Brasil (FIG. 12) foi o desabamento das obras da Linha 4 (Amarela) do Metrô, ocorrido em janeiro de 2007. Conforme a reportagem, Bonadio (2008) ressalta que o maciço não havia sido completamente identificado nas análises feitas durante o projeto.

Nessa mesma reportagem, Bonadio (2008) descreve:

O que teria facilitado o deslizamento, de acordo com o laudo, foram as características da rocha. Além de estar posicionada na diagonal, ela estava apoiada em uma região de rochas mais moles. "A diferença de rigidez faz com que o movimento altere e contribua para o escorregamento", explicou Fernando Stucchi, do Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (USP).

Outro ponto apontado como importante no acidente foi uma tubulação de águas pluviais que teria se rompido sob a região da Rua Capri e "lubrificado" o solo. O bloco de rocha cuja dimensão era desconhecida tinha rupturas, de acordo com o laudo, que eram preenchidas por argila e outros materiais, assim como o entorno do maciço. Todo esse material teria sido umedecido pela água, o que teria facilitado o deslizamento. (...) O desabamento das obras da Estação Pinheiros ocorreu no dia 12 de janeiro de 2007 e matou sete pessoas. A cratera engoliu quatro caminhões, dois carros e uma van que transportava passageiros. Parte da Rua Gilberto Sabino também desabou.

Figura 12 - Imagem do desabamento das obras da Linha 4 (Amarela) do Metrô em São Paulo



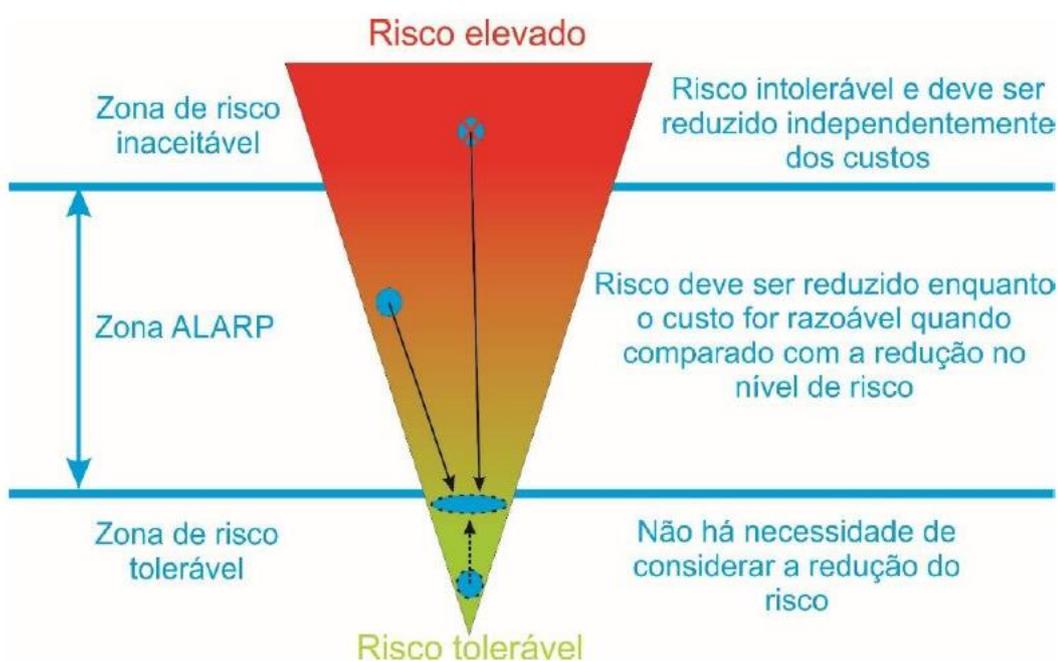
Extraído de: Jornal G1 Globo.com - BONADIO, 2008

Vimos que, além dos fatores geológicos, a investigação geotécnica insuficiente ou interpretação inadequada também contribui nos possíveis erros de projeto, causando atraso no cronograma de execução, impactos ambientais, gastos em remediações pós-construtivas, custos associados às alterações da obra e acidentes, algumas vezes, fatais.

As soluções para conter os fatores de instabilidade que ocorrem nas cavidades subterrâneas podem ser: reorientação do traçado ou ajuste na forma da seção do túnel conforme o estado de tensões existentes; reforço do suporte; possível aplicação de ancoragens; isolamento dos locais onde ocorre expansão ou decomposição por ação da água ou ar através de revestimentos, impedindo a exposição da rocha à essas condições e realizar drenagem para reduzir a pressão e reencaminhar o fluxo da água.

Os riscos podem ser avaliados como toleráveis (quando não precisa de implementar procedimentos) ou inaceitáveis (quando há necessidade de eliminar ou mitigar independente dos custos). “Existe ainda uma zona, entre os limites do tolerável e do inaceitável (FIG.13)- As *Low As Reasonably Practible* (ALARP), onde o risco deve ser reduzido enquanto o custo for razoável quando comparado com o nível de redução do risco alcançado.” (LECA E ESKESEN, 2006 citado por SANTOS, 2016).

Figura 13 - Critério de aceitação de risco com introdução da gestão de risco.



Extraído de: SANTOS, 2016 adaptação de LECA E ESKESEN,2006.

Ao se colocar a contenção mínima (ditada pelas características do terreno) necessária para garantir a segurança tanto das pessoas quanto da escavação, alcança-se portanto a produtividade máxima na execução de túneis, ou seja, independente da classificação do terreno, optando-se em aplicar o que for adequado e necessário, a fim de garantir a estabilidade, é que resulta na otimização de recursos, gerando economia financeira e melhores prazos de execução.

5 TÚNEIS EM MACIÇOS ROCHOSOS POBRES EM ZONAS DE FALHA E CISALHAMENTO

É frequentemente um grande desafio para a engenharia executar construções de túneis de maneira eficiente, em maciços rochosos pobres com zonas de falhas e cisalhamento, devido à predisposição por maiores ocorrências de colapsos/rupturas. Por esta razão, como medidas preventivas, estudam-se estas questões previamente, através de sondagens, ensaios, modelagens e simulações por meio de *softwares* para identificar a localização e caracterizar as zonas mais críticas do maciço, e, em seguida, elabora-se a sequência de escavação juntamente com o dimensionamento e instalação do sistema de suporte para resistir às pressões envolvidas.

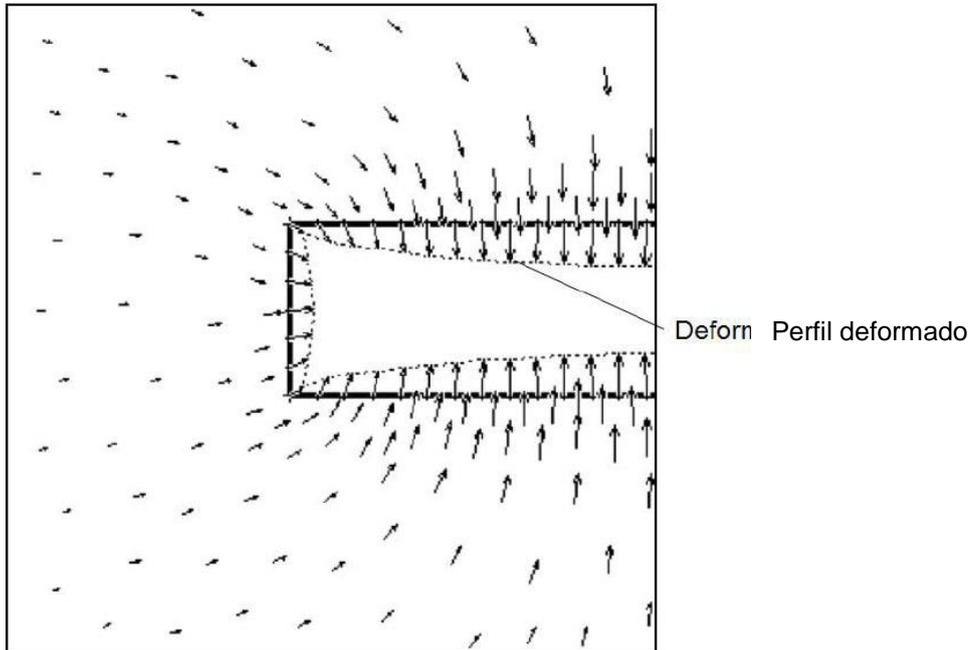
Para compreender as questões envolvidas no projeto de suporte para este tipo de túnel, é necessário examinar alguns conceitos básicos de como o maciço rochoso ao redor de um túnel se deforma e como os sistemas de suporte atuam para controlar essa deformação. Uma vez que esses conceitos tenham sido explorados, exemplos de projetos de suporte prático para diferentes condições serão considerados (HOEK, 2007).

5.1 Análise da deformação ao redor de um túnel em avanço

De acordo com Hoek (2007), o maciço rochoso começa a reagir à presença do túnel que se aproxima à frente da face avançada, numa distância de cerca de metade do diâmetro do túnel e atinge seu valor máximo em 1,5 vezes o diâmetro do túnel atrás da face. A Figura 14 mostra os resultados de uma análise tridimensional de elementos finitos da deformação do maciço rochoso em torno de um túnel circular que avança e está submetido a tensões iguais em todas as direções, observam-se os vetores de deslocamento do maciço, bem como a forma que o perfil do túnel deforma. A Figura 15 fornece um resumo gráfico das características mais importantes dessa análise.

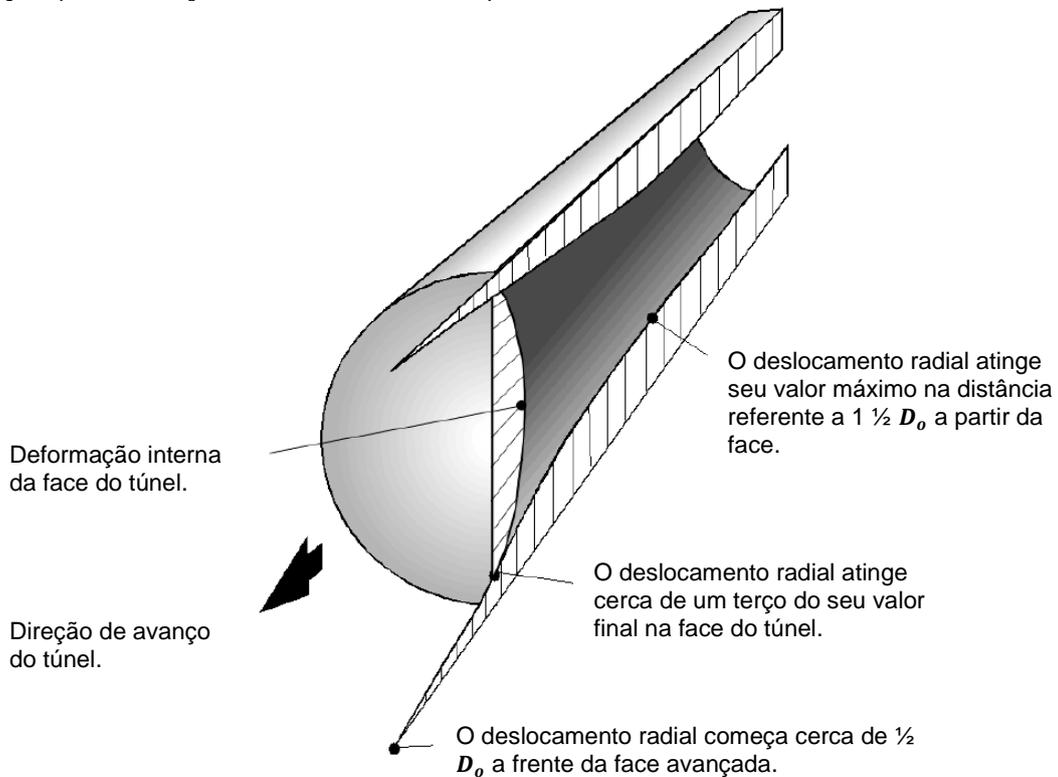
Na posição da face, cerca de um terço do total da deformação radial do túnel já ocorreu e a face do túnel se deforma para dentro, como ilustrado nas FIG. 14 e FIG. 15. Se essas deformações induzem ou não problemas de estabilidade no túnel, depende da relação entre a força do maciço rochoso e as tensões “*in situ*”, como será descrito a seguir.

Figura 14 - Deformação do maciço rochoso que envolve a face de um túnel circular em avanço.



Extraído e adaptado de: HOEK, 2007.

Figura 15 - Padrão de deformação do maciço rochoso em torno de um túnel em avanço. (Sendo D_o = diâmetro do túnel)



Extraído e adaptado de: HOEK, 2007.

Assume-se que o processo de deformação descrito ocorre imediatamente após a escavação da face, uma aproximação razoável para a maioria dos túneis em rocha. Os efeitos de deformações dependentes do tempo sobre o desempenho do túnel e o projeto do sistema de suporte não serão discutidos neste capítulo.

A fim de explorar os conceitos de interação de suporte de rochas em uma forma que possa ser prontamente entendida, Hoek (2007) propôs um modelo analítico muito simples para ser utilizado que se baseia no critério de Mohr-Coulomb e fornece uma solução para a ruptura progressiva do maciço rochoso que envolve o túnel. Este modelo envolve um túnel circular submetido a um campo de tensão hidrostático no qual as tensões horizontal e vertical são iguais.

Nesta análise, assume-se que o maciço rochoso circunvizinho se comporta como um material elasto-plástico, perfeito, ou seja, não haverá deformações volumétricas plásticas (DUNCAN FAMA, 1993). O suporte é modelado como uma pressão interna equivalente e, embora seja um modelo idealizado, fornece informações úteis sobre como o suporte opera.

5.1.1 Análise do critério de ruptura plástica

Assume-se que o aparecimento de rupturas plásticas, para diferentes valores da tensão efetiva de confinamento σ_3 , definido pelo critério de Mohr-Coulomb é expresso pela relação linear entre a tensão principal maior e a tensão principal menor:

$$\sigma_1 = \sigma_{cm} + k\sigma_3 \quad [20]$$

lembrando que a resistência à compressão uniaxial do maciço rochoso σ_{cm} é definida por:

$$\sigma_{cm} = \frac{2c \cos\phi}{1 - \sin\phi} \quad [21]$$

ou, analogicamente a Equação 20 por:

$$\sigma_{cm} = \sigma_1 - k\sigma_3 \quad [22]$$

a inclinação k da linha σ_1 versus σ_3 como:

$$k = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} \quad [23]$$

em que:

σ_1 = tensão axial em que ocorre a ruptura;

σ_3 = tensão confinante;

c e ϕ = força coesiva e ângulo de atrito do maciço rochoso respectivamente;

Portanto, é possível calcular o ângulo de atrito ϕ e a força coesiva do maciço rochoso de forma análoga conforme a seguir:

$$\text{sen}\phi = \frac{k - 1}{k + 1} \quad [24]$$

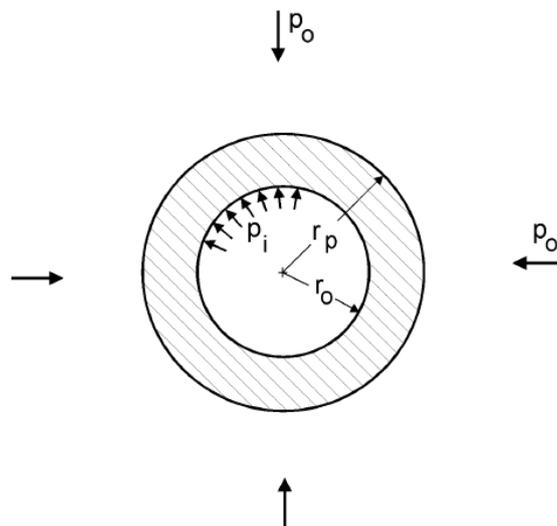
$$c = \frac{\sigma_{cm}(1 - \text{sen}\phi)}{2 \cos\phi} \quad [25]$$

5.1.2 Análise do comportamento do túnel

Suponha que um túnel circular de raio r_o seja submetido a tensões hidrostáticas p_o e uma pressão interna de suporte uniforme p_i , conforme ilustrado na FIG. 16. A ruptura do maciço rochoso em torno do túnel ocorre quando a pressão interna fornecida pelo revestimento do túnel é menor do que a pressão crítica de suporte p_{cr} , definida por:

$$p_{cr} = \frac{2p_o - \sigma_{cm}}{1 + k} \quad [26]$$

Figura 16 - Zona plástica em torno de um túnel circular.



Extraído de: HOEK, 2007.

Se a pressão interna de suporte p_i for maior que a pressão crítica de suporte p_{cr} , não ocorre ruptura, o comportamento do maciço rochoso ao redor do túnel é elástico e o deslocamento elástico radial a uma seção distante da frente do túnel é dado por:

$$u_{ie} = \frac{r_o(1+v)}{E}(p_o - p_i) \quad [27]$$

onde E é o módulo de Young ou módulo de deformação e v é o coeficiente de Poisson.

Quando a pressão interna de suporte p_i é menor que a pressão crítica de suporte p_{cr} , ocorre ruptura e o raio r_p da zona plástica ao redor do túnel é dado por:

$$r_p = r_o \left[\frac{2(p_o(k-1) + \sigma_{cm})}{(1+k)((k-1)p_i + \sigma_{cm})} \right]^{\frac{1}{(k-1)}} \quad [28]$$

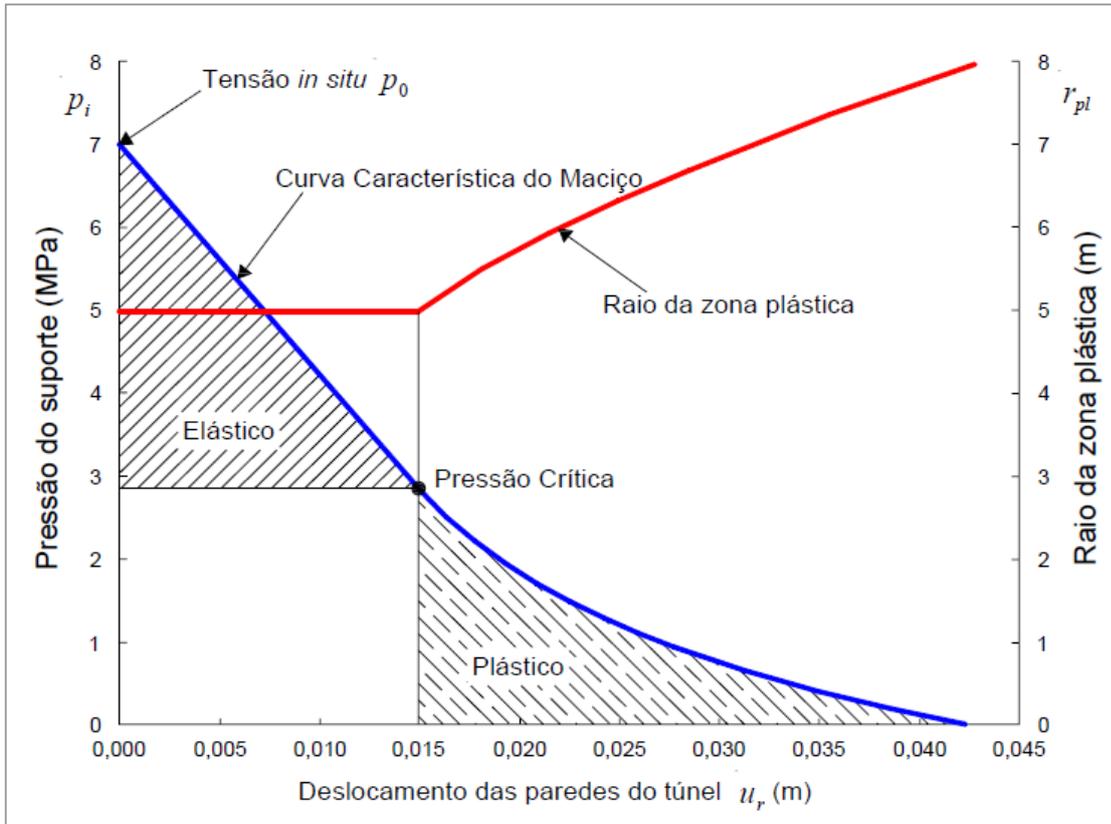
Para a ruptura plástica, o deslocamento radial total das paredes do túnel é:

$$u_{ip} = \frac{r_o(1+v)}{E} \left[2(1-v)(p_o - p_{cr}) \left(\frac{r_p}{r_o} \right)^2 - (1-2v)(p_o - p_i) \right] \quad [29]$$

As curvas características vêm sendo utilizadas como ferramenta para auxiliar no desenvolvimento do projeto de túneis, que são basicamente as relações entre pressão e deslocamento radial do maciço e do suporte. No gráfico apresentado na FIG.17 de u_i versus p_i nota-se a Curva Característica do Maciço (GRC) do túnel. Esta curva é tem por base a consideração de que a rocha anterior à face do túnel esteja submetida a uma pressão de suporte igual à tensão *in situ* p_o , ou seja, que existe um maciço não perturbado por um túnel escavado sem suporte.

Com o avanço da face do túnel escavado, a pressão de suporte decresce gradualmente até alcançar um valor igual a zero a alguma distância da face no interior do túnel. A Figura 17 inclui também a evolução do raio da zona plástica, que pode ser obtido pela Equação 28.

Figura 17 - Curva Característica do Maciço Rochoso de um túnel com 5 m de raio.



Extraído de: HOEK, 2014 *apud* SILVA, 2015.

Uma planilha para a determinação das características de resistência e deformação do maciço rochoso e o comportamento do mesmo ao redor do túnel na FIG. 18 é proposta por Hoek (2007) com suas respectivas equações para o cálculo das características do maciço rochoso e seu comportamento ao redor de um túnel circular em um campo de tensão hidrostática.

Para escavações de mineração, com seções geralmente não circulares, pesquisadores estudaram, para diversas seções, o formato da zona de perturbação ao redor da escavação, segundo Silva (2016b).

Figura 18 - Planilha para o cálculo das características do maciço rochoso e seu comportamento ao redor de um túnel.

Dados de entrada:	sigci = 10 MPa	mi = 10	GSI = 25
	mu = 0.30	ro = 3.0 m	po = 2.0 MPa
	pi = 0.0 MPa	pi/po = 0.00	
Obs.: mu = v (Coef. Poisson)			
Dados obtidos:	mb = 0.69	s = 0.0000	a = 0.525
	k = 2.44	phi = 24.72 graus	coh = 0.22 MPa
	sigcm = 0.69 MPa	E = 749.9 MPa	pcr = 0.96 MPa
rp = 6.43 m	ui = 0.0306 m	ui = 30.5957 mm	
sigcm/po	0.3468	rp/ro = 2.14	ui/ro = 0.0102

Cálculo:

									Soma
sig3	1E-10	0.36	0.71	1.1	1.43	1.79	2.14	2.50	10.00
sig1	0.00	1.78	2.77	3.61	4.38	5.11	5.80	6.46	29.92
sig3sig1	0.00	0.64	1.98	3.87	6.26	9.12	12.43	16.16	50
sig3sq	0.00	0.13	0.51	1.15	2.04	3.19	4.59	6.25	18

Fórmulas nas células:

```

mb = mi*EXP((GSI-100)/28)
s = IF(GSI>25,EXP((GSI-100)/9),0)
a = IF(GSI>25,0.5,0.65-GSI/200)
sig3 = Iniciar em 0 e elabora mais 7 etapas de sigci/28 até 0,25*sigci
sig1 = sig3+sigci*(((mb*sig3)/sigci)+s)^a
k = (sumsig3sig1 - (sumsig3*sumsig1)/8)/(sumsig3sq-(sumsig3^2)/8)
phi = ASIN((k-1)/(k+1))*180/PI()
coh = (sigcm*(1-SIN(phi*PI()/180)))/(2*COS(phi*PI()/180))
sigcm = sumsig1/8 - k*sumsig3/8
E = IF(sigci>100,1000*10^((GSI-10)/40),SQRT(sigci/100)*1000*10^((GSI-10)/40))
pcr = (2*po-sigcm)/(k+1)
rp = IF(pi<pcr,ro*(2*(po*(k-1)+sigcm)/((1+k)*((k-1)*pi+sigcm)))^(1/(k-1)),ro)
ui = IF(rp>ro,ro*((1+mu)/E)*(2*(1-mu)*(po-pcr)*((rp/ro)^2)-(1-2*mu)*(po-pi)),ro*(1+mu)*(po-pi)/E)

```

Extraído e adaptado de: HOEK, 2007.

6 USO DE SUPORTE NAS ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS

Como sabemos, conforme for a acessibilidade do local de escavação subterrânea, na medida em que se faz o avanço, é imprescindível monitorar sistematicamente durante a construção, a fim de caracterizar o material no qual a escavação se constituirá, verificando a necessidade de instalações de suporte, revestimento e tratamento (reforço) e aprimorando métodos que visam evitar eventuais acidentes geológicos.

A abertura de uma cavidade subterrânea influencia um estado de alterações nas tensões pré-existentes no maciço rochoso, criando geralmente uma necessidade de instalações de sistemas de suporte para garantir sua estabilidade. De acordo com Bastos (1998), o objetivo principal do projeto de suporte é a utilização da rocha como o principal material estrutural resistente, evitando deteriorar o maciço no decorrer da escavação, de modo que, aplique o mínimo de elementos de sustentação possíveis.

Conforme afirma Silva (2018):

Existem diversos dispositivos de suporte (como arcos e ancoragens) ou revestimento de aberturas (como telas, concreto simples, concreto reforçado), modos de preparação desses elementos e resistências intrínsecas que governarão seu modo de atuação como estrutura de sustentação da escavação.

Ao iniciar a escavação para uma abertura em uma mina subterrânea, as rochas presentes nessa região estão sujeitas a rupturas, por causa das concentrações ou alívios de tensões e forças cisalhantes em torno desta abertura. O tamanho dessa zona em que as rupturas podem ocorrer é influenciado não apenas pela tensão na rocha, mas também pela resistência da rocha e da existência de descontinuidades no local (Asadi *et al.* 2005; Li 2006). A ruptura ocorre quando a tensão induzida pela escavação é maior do que a resistência do maciço rochoso (Song & Lu 2001).

Essa região de ruptura ao redor da escavação é chamada zona de distúrbio por Li (2006), entretanto Song & Lu (2001) a denomina zona de alívio. Quando essa zona tem espessura menor que 150 centímetros, os métodos de suporte rígidos, são suficientes, mas quando esta é maior que 150 centímetros, os métodos rígidos são insuficientes para manter a estabilidade da escavação (Song & Lu 2001). De acordo com Barton *et al.* (1974), uma zona de distúrbio com espessura maior que 150 centímetros é classificada como rocha pobre ou macia, de acordo com o sistema de classificação da qualidade do maciço rochoso proposto pelo autor.

O uso do suporte fornece resistência a três fatores importantes (Song & Lu 2001):

- quanto ao próprio peso da rocha solta que se encontra na zona de distúrbio;
- contra a dilatação gerada pela rocha quebrada na zona de distúrbio;
- contra as deformações plásticas e elásticas das rochas atrás da zona de distúrbio.

O principal propósito do suporte é controlar as deformações ou as cargas geradas enquanto a zona de distúrbio amplia, de modo a possibilitar um ambiente de trabalho seguro para os trabalhadores e também acessibilidade para a mina (Malmgren & Nordlund 2006; Song & Lu 2001). Os suportes são geralmente feitos para condições de cargas estáticas, mas, como afirmado por Malmgren & Nordlund (2006), deve-se estar atento às cargas dinâmicas, como aquelas geradas por ruptura de rochas e por vibração gerada por explosão ou por outra causa de liberação de energia dinâmica, conforme Silva (2019). Ancoragens em minas dessa natureza devem ser projetadas com a característica de absorção dessa energia, como na Mina Kiruna, segundo o citado autor.

Este trabalho foca em túneis civis ou entradas de mina, visto como desenvolvimento de face simples, com uso em longa duração que comumente possui alto investimento de sustentação/contenção.

As estruturas de sustentação, em mineração, geralmente são classificadas em: suportes descontínuos – esteios, arcos ou “cambotas”, quadros, pilares naturais ou artificiais, fogueiras e suportes hidráulicos automarchantes; suportes contínuos ou revestimentos – telas, concreto projetado (*shotcrete*), *straps* e selantes (TSLs); reforço ou tratamento do maciço – ancoragens, injeções, congelamento de terreno e enfilagens. (SILVEIRA, 2005, adaptado por SILVA, 2018)

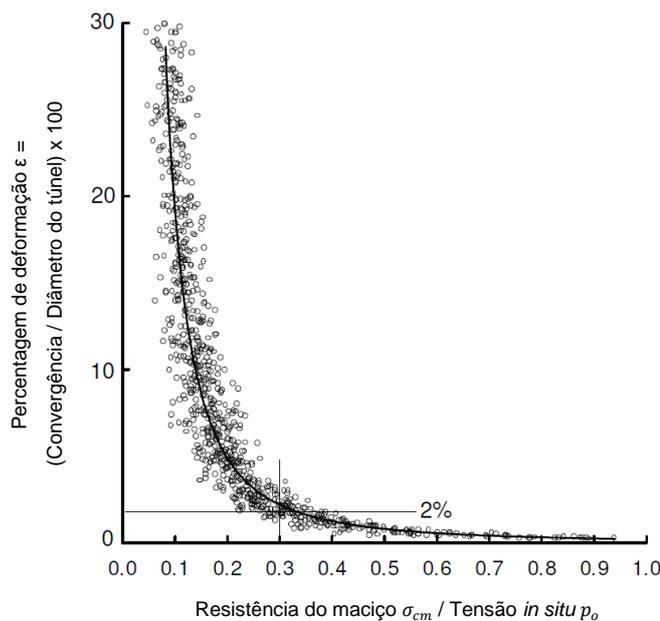
O suporte necessário de uma escavação, depende dos graus de fraturamento da rocha envolvida e dos níveis de tensões atuantes.

6.1 Estudos adimensionais de deformação do túnel – iteração rocha e suporte

Hoek (1999) afirma que um maciço rochoso é considerado pobre quando a sua resistência à compressão uniaxial (σ_{cm}) é inferior a cerca de 1/3 da sua tensão *in situ* (p_o). Pode-se observar este conceito por meio da plotagem gráfica da

convergência do túnel versus a relação entre a força do maciço rochoso e a tensão *in situ* dado na FIG. 19 em que mostra um aumento repentino na convergência para uma razão σ_{cm}/p_o menor que um terço.

Figura 19 - Gráfico da convergência de túneis em relação à razão entre a resistência do maciço e a tensão *in situ*.

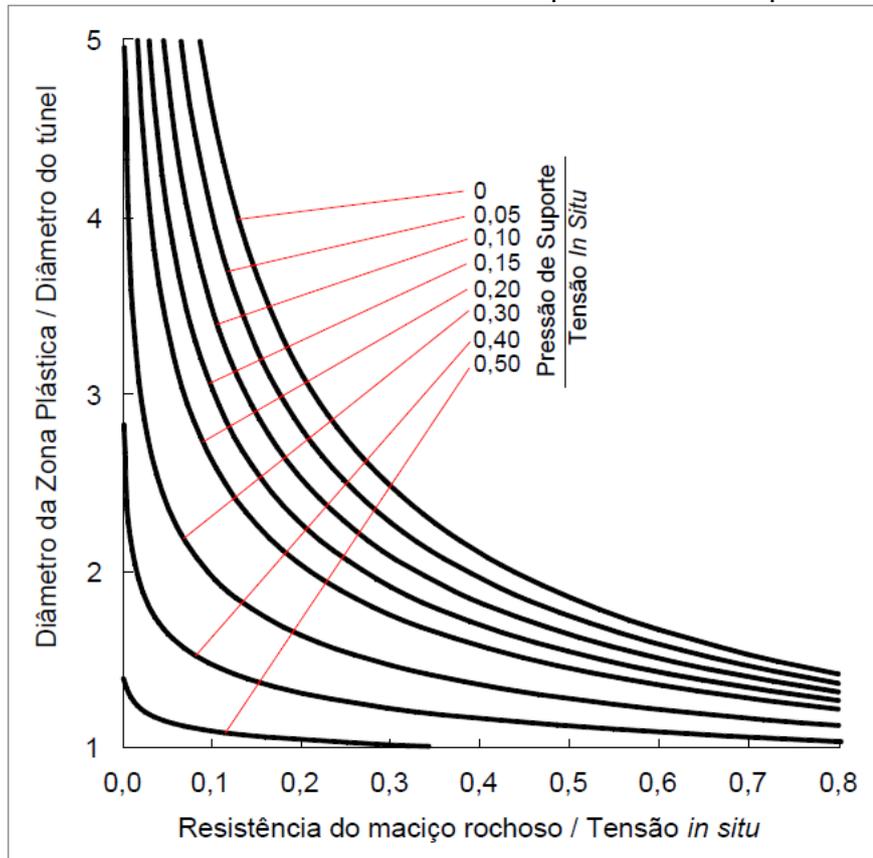


Extraído de: HOEK, 1999

Tanto o gráfico da FIG.19, quanto os gráficos das FIG. 20 e FIG. 21, foram plotados a partir da análise do maciço de um túnel circular, sem suporte, submetido a tensões iguais e hidrostáticas em todas as direções, seguindo pelos estudos elaborados por Duncan-Fama (1993) e por Hoek, Kaiser e Bawden (1995):

Uma simulação de Monte Carlo foi usada para realizar esta análise com 2000 iterações para distribuições uniformes das propriedades do maciço rochoso, do raio do túnel e do nível de tensão *in situ*. Os maciços rochosos analisados, caracterizam-se em pobres a extremamente pobres, correspondendo às propriedades de arenitos e de argilitos, até material que pode ser classificado quase como solo, ou seja, uma variação do GSI entre 35 e 5. As tensões *in situ* foram variadas de 2 a 20 MPa, correspondendo a profundidades abaixo da superfície de 75 a 750 m, e os diâmetros dos túneis variaram de 4 a 16 metros.

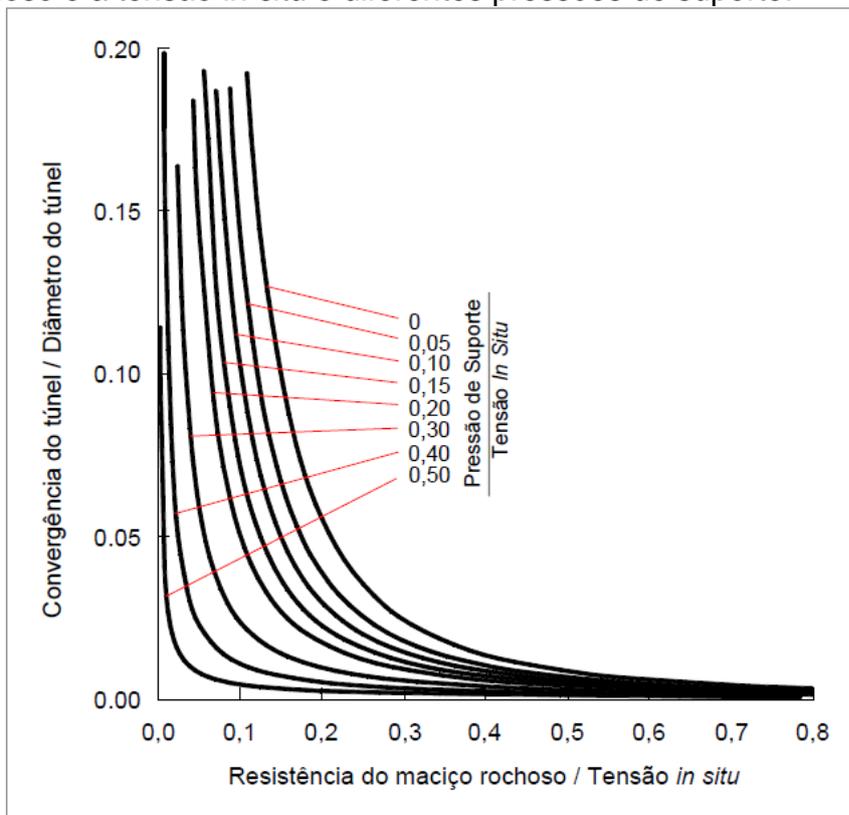
Figura 20 - Diâmetro da zona plástica para diferentes razões entre resistência do maciço rochoso e a tensão *in situ* e diferentes pressões de suporte.



Extraído de: HOEK, 1998 *apud* SILVA, 2015.

Nota-se que quando a tensão *in situ* excede certo valor crítico, uma zona plástica circular e concêntrica desenvolve-se ao redor do túnel. As Figuras 19 e 20, mostram também uma mudança no diâmetro da zona plástica e na convergência do túnel quando a razão entre a resistência do maciço rochoso e a tensão *in situ* cai abaixo do nível crítico. Assim, o papel do suporte do túnel é reduzir esse nível crítico (HOEK, 1998).

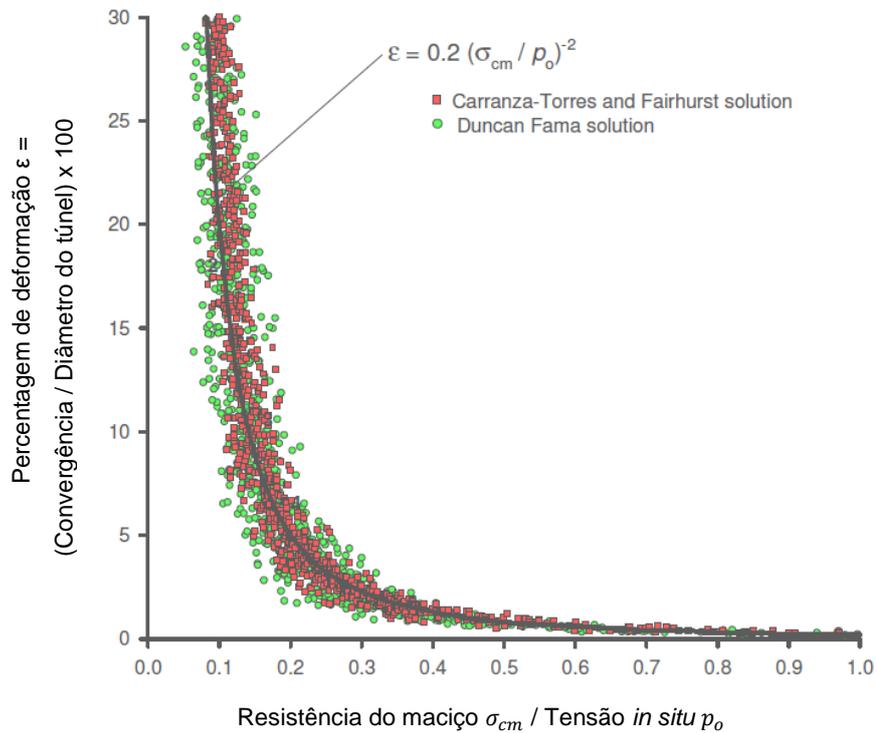
Figura 21 - Deformação do túnel para diferentes razões entre resistência do maciço rochoso e a tensão *in situ* e diferentes pressões de suporte.



Extraído de: HOEK, 1998 *apud* SILVA, 2015.

Uma análise mais elaborada do mesmo problema, utilizando o critério de Hoek-Brown, foi publicada por Carranza-Torres e Fairhurst (1999) e Carranza-Torres (2004). Um meio útil de estudar tendências comportamentais gerais é criar gráficos adimensionais a partir dos resultados de estudos paramétricos, como apresentado na FIG. 22. Esse gráfico foi construído a partir dos resultados de uma análise de Monte Carlo na qual a ampla gama de parâmetros de entrada inclusos para a obter a resistência do maciço rochoso e a deformação do túnel foram variados aleatoriamente em 2000 iterações. É notável que, apesar da gama muito ampla de condições incluídas nestas análises, os resultados seguem uma tendência muito semelhante que faça possível ajustar curvas que proporcionam uma indicação muito boa da tendência média.

Figura 22 - Deformação do túnel versus relação da resistência do maciço rochoso e tensão *in situ*.

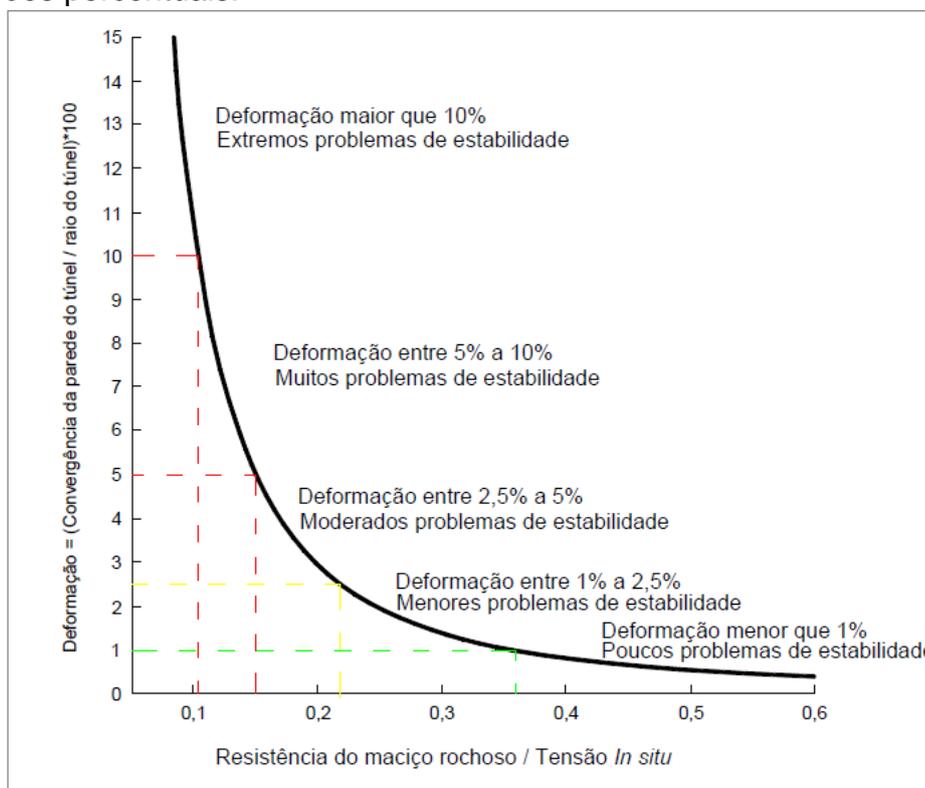


Extraído e adaptado de: HOEK, 2007.

A Figura 22 é um gráfico da relação entre o deslocamento da parede do túnel e o raio do túnel em relação à razão entre a resistência do maciço rochoso e a tensão *in situ*. Uma vez que a resistência do maciço rochoso cai abaixo de 20% do nível de tensão *in situ*, as deformações aumentam substancialmente e, a menos que essas deformações sejam controladas, é provável que ocorra o colapso do túnel.

O grau dos problemas de estabilidade de uma escavação circular submetida a um campo de tensões hidrostático, associado a diferentes níveis de deformação percentual, em função da razão entre a resistência uniaxial do maciço e a tensão *in situ*, com uma pressão de suporte $p_1 = 0$ podem sofrer diferentes variações conforme mostrado na FIG. 23.

Figura 23 - Problemas em túneis associados a diferentes níveis de deformações percentuais.



Extraído de: HOEK, 2000 *apud* SILVA, 2015.

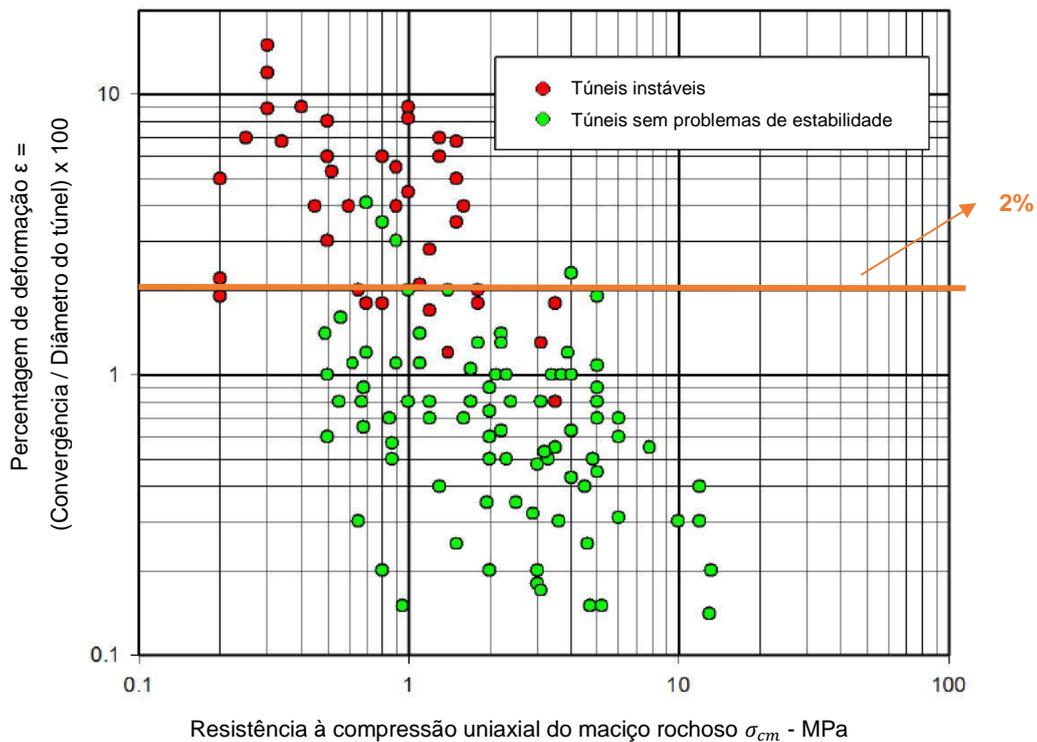
6.1.1 Deformação crítica

Sakurai (1983) propõe que a estabilidade dos túneis pode ser avaliada com base nas deformações em torno do túnel (definida pela razão entre a convergência do túnel e o diâmetro do túnel). Com base em observações e medições de campo, Sakurai (1983) sugeriu que os níveis de deformação do túnel em excesso de aproximadamente 2% estão associados com a instabilidade do túnel, ou seja, uma deformação crítica de aproximadamente 2% determina o limite entre situações estáveis (mínimo suporte) e instáveis (necessário projeto de suporte).

A deformação crítica de Sakurai de 2% foi demarcada na FIG. 19, correspondendo bem à conclusão anterior de que túneis escavados sob condições onde a resistência à compressão uniaxial do maciço rochoso é menor que cerca de um terço da tensão *in situ*, sofrem sérios problemas de estabilidade, a menos que seja adequadamente apoiado por um sistema de suporte.

Observações de campo de Hoek (1998) e Chern *et al.* (1998) durante a construção de três túneis em Taiwan foram plotadas na FIG. 24 por Hoek (2007), confirmando a proposta de Sakurai (1983).

Figura 24 - Observações de campo de Chern *et al.* (1998) dos túneis da segunda autoestrada, Pinglin e New Tienlun em Taiwan.



Extraído e adaptado de: CHERN *et al.*, 1998 *apud* HOEK, 2007.

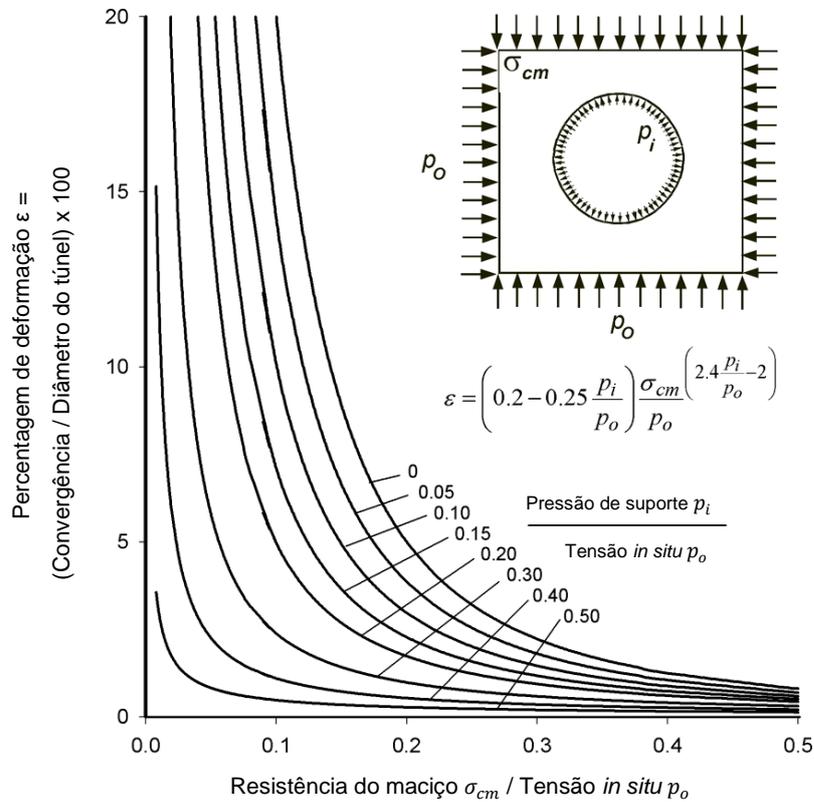
Todos os túneis marcados como tendo problemas de estabilidade foram concluídos com sucesso, mesmo os túneis que sofreram tensões de até 10%, nesses casos os problemas de construção aumentaram significativamente com o aumento dos níveis de deformação, portanto, requereram uma análise mais cuidadosa em termos de projeto de suporte.

Assim, o limite de 2% proposto por Sakurai (1983) é apenas uma indicação de dificuldade crescente e não deve ser assumido que o suporte ideal deve ser instalado para limitar a deformação do túnel a 2%. De fato, em alguns casos, é desejável permitir que o túnel sofra tensões de até 5% antes de ativar o suporte.

A Figura 22 considera a condição nula de pressão de suporte ($p_i = 0$). Análises semelhantes foram realizadas por Hoek (2007) para uma gama de pressões de suporte versus razões de tensão *in situ* (p_i / p_o) e um processo de ajuste de curva estatística foi usado para determinar as curvas de melhor ajuste para os dados

gerados para cada valor p_i / p_o . A curva resultante para o deslocamento do túnel para diferentes pressões de suporte é dada na FIG. 25.

Figura 25 - Relação entre a percentagem de deformação do túnel versus a relação entre a razão σ_{cm}/p_o para diferentes pressões de suporte.



Extraído e adaptado de: HOEK, 2007.

A série de curvas referentes a percentagem de deformação mostrada na FIG. 25 é definida por Hoek (2007) por meio da equação:

$$\varepsilon\% = \frac{u_i}{r_o} \times 100 = \left(0.2 - 0.25 \frac{p_i}{p_o} \right) \frac{\sigma_{cm}}{p_o} \left(\frac{2.4 p_i}{p_o} - 2 \right) \quad [30]$$

onde:

u_i = deformação lateral do túnel;

r_o = raio do túnel original em metros;

p_i = pressão interna de suporte;

p_o = tensão *in situ* = profundidade abaixo da superfície (z) x peso específico do material rochoso (γ);

σ_{cm} = resistência do maciço rochoso = $(2 c \cos\phi) / (1 - \sin\phi)$

Uma análise similar foi realizada para determinar o raio da zona plástica r_p ao redor do túnel definido por:

$$\frac{rp}{ro} = \left(1.25 - 0.625 \frac{pi}{po} \right) \frac{\sigma_{cm} \left(\frac{pi}{po} - 0.57 \right)}{po} \quad [31]$$

6.2 Estimativa da capacidade de suporte segundo Hoek (2007)

Sabendo que, para o caso de túneis, só é possível instalar o suporte após um tempo em que a escavação foi efetuada, ou seja, após ter ocorrido um certo grau de deformação radial, representado graficamente na FIG. 26, observa-se essa convergência inicial designada por u_{io} .

A rigidez do suporte instalado no túnel é caracterizada por uma constante de rigidez k_s . A pressão de suporte p_i é definida por:

$$p_i = k_s \times \frac{u_{ie}}{r_o} \quad [32]$$

Em que:

k_s = rigidez do suporte instalado;

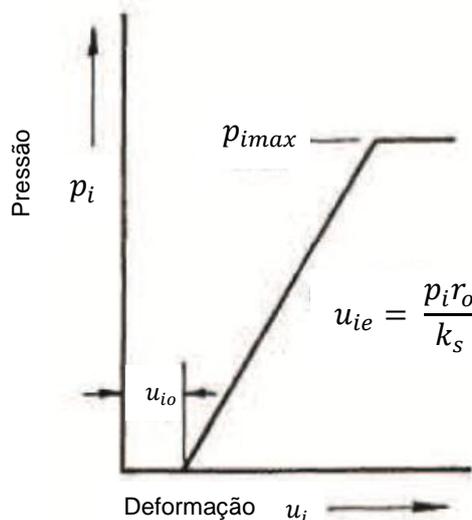
r_o = raio do túnel em metros;

u_{ie} = componente elástica do total do deslocamento u_i ;

Então:

$$u_i = u_{io} + \frac{p_i r_o}{k_s} \quad [33]$$

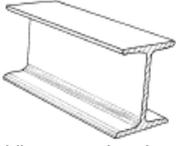
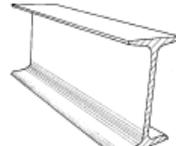
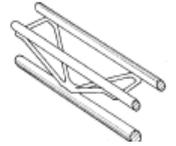
Figura 26 - Curva característica do comportamento do suporte.



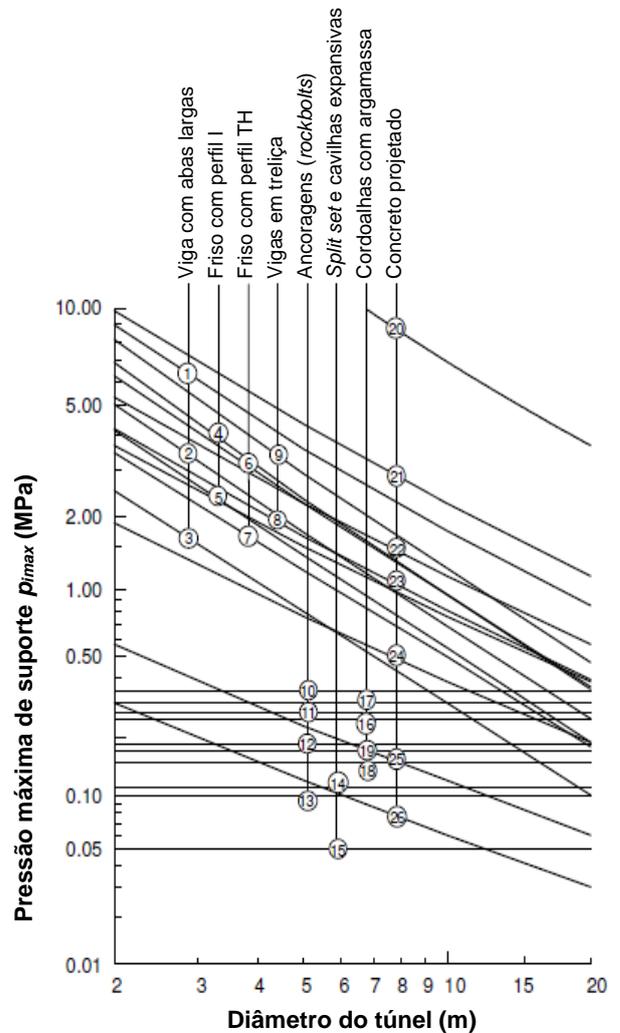
O suporte atua como um sistema de molas e a pressão de suporte aumenta com o aumento da deformação até que a capacidade do sistema seja excedida. A fim de calcular a rigidez e a capacidade de suporte para diversos sistemas existentes, usou-se como base as equações de Hoek e Brown (1980) e Brady e Brown (1990) para estimar os valores plotados na FIG. 27 de Hoek (2007).

A Figura 27 fornece pressões máximas de suporte (p_{imax}) para diferentes sistemas de suporte instalados em túneis circulares de diferentes diâmetros. Note que, em todos os casos, assume-se que o suporte atue sobre toda a superfície das paredes do túnel. Em outras palavras, o concreto projetado e os revestimentos de concreto são anéis fechados, os conjuntos de aço são círculos completos e os parafusos de ancoragem mecânica são instalados em um padrão regular que circunda completamente o túnel. Note-se também que conjuntos de aço (arcos ou cambotas) e *rockbolts* estão todos espaçados de 1 m.

Figura 27 - Capacidades máximas aproximadas para diferentes sistemas de suporte instalados em túneis circulares.

Tipo de Suporte	Largura da aba (mm)	Prof. da seção (mm)	Peso (kg/m)	Número da curva	Pressão máxima de suporte $p_{i\max}$ (MPa) para um túnel de diâmetro D (m) e espaçamento definido de s (m)
 Viga com abas largas	305	305	97	1	$p_{i\max} = 19.9D^{-1.23}/s$
	203	203	67	2	$p_{i\max} = 13.2D^{-1.3}/s$
	150	150	32	3	$p_{i\max} = 7.0D^{-1.4}/s$
	203	254	82	4	$p_{i\max} = 17.6D^{-1.29}/s$
 Friso com perfil I	152	203	52	5	$p_{i\max} = 11.1D^{-1.33}/s$
	171	138	38	6	$p_{i\max} = 15.5D^{-1.24}/s$
 Friso com perfil TH	124	108	21	7	$p_{i\max} = 8.8D^{-1.27}/s$
	220	190	19	8	$p_{i\max} = 8.6D^{-1.03}/s$
140	130	18			
 Viga em treliça de 3 barras	220	280	29	9	$p_{i\max} = 18.3D^{-1.02}/s$
	140	200	26		
 Viga em treliça de 4 barras	34 mm rockbolt	10	$p_{i\max} = 0.354/s^2$	 Rockbolts ou cabos espaçados numa malha de s x s metros	
	25 mm rockbolt	11	$p_{i\max} = 0.267/s^2$		
19 mm rockbolt	12	$p_{i\max} = 0.184/s^2$			
17 mm rockbolt	13	$p_{i\max} = 0.10/s^2$			
SS39 Split set	14	$p_{i\max} = 0.05/s^2$			
EXX Swellex	15	$p_{i\max} = 0.11/s^2$			
20mm rebar	16	$p_{i\max} = 0.17/s^2$			
22mm fibreglass	17	$p_{i\max} = 0.26/s^2$			
Plain cable	18	$p_{i\max} = 0.15/s^2$			
Birdcage cable	19	$p_{i\max} = 0.30/s^2$			

Tipo de Suporte	Espessura (mm)	Idade (dias)	UCS (MPa)	Número da curva	Pressão máxima de suporte $p_{i\max}$ (MPa) para um túnel de diâmetro D (m)
 Revestimento de concreto ou concreto projetado	1m	28	35	20	$p_{i\max} = 57.8D^{-0.92}$
	300	28	35	21	$p_{i\max} = 19.1D^{-0.92}$
	150	28	35	22	$p_{i\max} = 10.6D^{-0.97}$
	100	28	35	23	$p_{i\max} = 7.3D^{-0.98}$
	50	28	35	24	$p_{i\max} = 3.8D^{-0.99}$
	50	3	11	25	$p_{i\max} = 1.1D^{-0.97}$
	50	0.5	6	26	$p_{i\max} = 0.6D^{-1.0}$



Adaptado de: HOEK, 2007.

Como este modelo assume uma simetria perfeita sob o carregamento hidrostático de túneis circulares, nenhum momento de flexão é induzido no suporte. Na realidade, sempre haverá algum carregamento assimétrico, particularmente para conjuntos de aço e concreto projetado em superfícies rochosas ásperas. Portanto, a curvatura induzida resultará em capacidades de suporte menores que as fornecidas na FIG. 27. Além disso, o efeito de não fechar o anel de suporte, como é frequentemente o caso, leva a uma redução drástica na capacidade e rigidez de conjuntos de aço e revestimentos de concreto ou concreto projetado.

6.3 Exemplo prático apresentado por Hoek (2007)

Para ilustrar a aplicação dos conceitos apresentados neste capítulo, o seguinte exemplo prático é considerado.

Um túnel de drenagem de 4 m de extensão deve ser conduzido no maciço rochoso atrás do talude de uma mina a céu aberto. O túnel está a uma profundidade de aproximadamente 150 m abaixo da superfície e a rocha geral é um granodiorito de qualidade razoável. Uma zona de pórfiro fortemente alterada associada a uma falha tem de ser atravessada pelo túnel e as propriedades dessa zona, que foi exposta a céu aberto, são reconhecidamente muito pobres. O gerenciamento de minas solicitou uma estimativa inicial do comportamento do túnel e dos prováveis requisitos de suporte.

O exemplo a seguir apresenta uma abordagem para esse problema, usando algumas das técnicas descritas anteriormente neste capítulo e, em seguida, expandindo-as para permitir uma análise mais realista do comportamento do suporte de encapsulamento. Hoek (2007) utilizou seus programas tais como RocLab® e RocSupport® para obter os resultados, neste caso, utiliza-se uma planilha em Excel elaborada a partir dos conceitos e condicionantes para o uso de cada equação estudada neste trabalho.

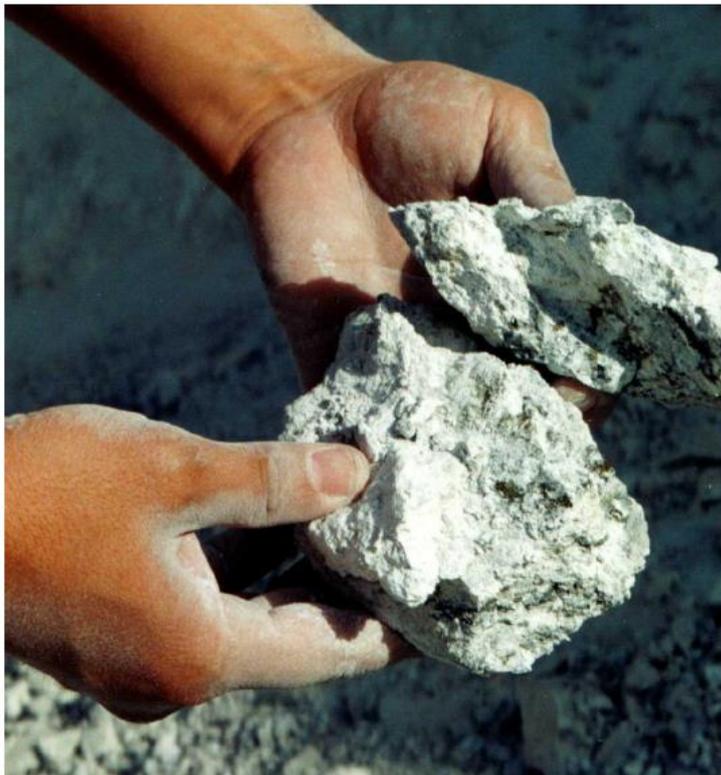
As Figuras 22 e 25 mostram que uma estimativa grosseira do comportamento do túnel pode ser feita se a relação entre a resistência do maciço rochoso e a tensão *in situ* estiver disponível. Para o propósito desta análise, a tensão *in situ* é estimada a partir da profundidade abaixo da superfície e do peso específico da rocha. Para uma profundidade de 150 m e um peso específico de $0,027 \text{ MN} / \text{m}^3$, a tensão *in situ* vertical é de aproximadamente 4 MPa. O material da falha é considerado incapaz de sustentar

altos níveis de tensão diferencial e assume-se que as tensões horizontais e verticais são iguais dentro da zona de falha.

No caso do granodiorito, a resistência à compressão uniaxial obtida em laboratório é de aproximadamente 100 MPa. No entanto, para o material da falha, os espécimes podem ser facilmente quebrados à mão, como mostrado na FIG. 28. A resistência à compressão uniaxial do laboratório deste material é estimada em aproximadamente 10 MPa.

Com base nas observações das encostas da mina a céu aberto e utilizando os procedimentos descritos nos capítulos anteriores sobre “Propriedades do maciço rochoso”, estima-se que o granodiorito tenha um valor de GSI de aproximadamente 55. A zona de falha, mostrada na FIG. 28, foi atribuído um GSI = 15.

Figura 28 - Pórfiro fortemente alterado pode ser facilmente quebrado à mão.



Extraído de: HOEK, 2007.

A planilha em Excel implementa a metodologia descrita no capítulo sobre “Propriedades do maciço rochoso” e, em particular, as equações dadas na versão de 2002 do critério de ruptura de Hoek-Brown (HOEK *et al.*, 2002). Esta planilha foi usada para calcular a resistência global do maciço rochoso (σ_{cm}) para o granodiorito e a zona de falha e os resultados são mostrados na TAB. 7

Tabela 7 – Planilha de cálculo referente as propriedades dos materiais apresentados.

Profundidade abaixo da superfície (z)	150	m
Peso específico do material rochoso (γ)	0,027	MN/m ³
Fator de perturbação (D)	0	
Tensão <i>in situ</i> (p_o)	4,05	MPa

Material	σ_{ci} (MPa)	GSI	m_i	m_b	s	a	σ_{cm}	σ_{cm}/p_o
Granodiorito	100	55	30	6,014	0,007	0,500	33,209	8,200
Zona de falha	10	15	8	0,384	0	0,561	0,590	0,146

Fórmula nas células:

$$p_o = \gamma \cdot z$$

$$m_b = m_i \cdot \text{EXP}((\text{GSI}-100)/(28-14 \cdot \text{fatD}))$$

$$s = \text{SE}(\text{GSI} > 25; \text{EXP}((\text{GSI}-100)/(9-3 \cdot \text{fatD})); 0)$$

$$a = \text{SE}(\text{GSI} > 25; 0,5; 1/2 + 1/6 \cdot (\text{EXP}(-\text{GSI}/15) - \text{EXP}(-20/3)))$$

$$\text{sigcm} = \text{sigci} \cdot (((m_b + 4 \cdot s - a \cdot (m_b - 8 \cdot s)) \cdot (m_b/4 + s)^{(a-1)}) / (2 \cdot (1+a)^{(2+a)}))$$

Legenda: Entrada de dados

Resultados obtidos através das fórmulas estudadas

6.3.1 Requisitos de suporte

As Figuras 22 e 24 mostram que, para o granodiorito com uma razão de resistência do maciço rochoso para tensão *in situ* de 8,20, o tamanho da zona plástica e as deformações induzidas serão insignificantes.

Essa conclusão é confirmada pelo surgimento de um antigo túnel de drenagem que permaneceu por várias décadas sem qualquer tipo de suporte. Com base nessa avaliação, foi decidido que não seria necessário suporte permanente para o túnel no granodiorito de qualidade razoável. A aparência final do túnel no granodiorito em que não foi necessário suporte permanente, é mostrada na FIG. 29, apenas foram instalados parafusos de modelo *spot* e concreto projetado por segurança. O canal de drenagem revestido de concreto é mostrado no centro do piso do túnel.

No caso do pórfiro alterado referente ao material da zona de falha, através da planilha elaborada a partir das equações estudadas, tem-se os dados da TAB. 8:

Tabela 8 – Análise do material da zona de falha.

Raio do túnel original (r_o)	2	m
Pressão interna de suporte (p_i)	0	MPa
Tensão σ_{3max}	1,375	MPa
Tensão σ_{3n}	0,137	MPa
Ângulo de atrito (ϕ)	21,736	graus
Constante k da rocha	2,176	
Pressão crítica de suporte (p_{cr})	2,364	MPa
Raio da zona plástica ao redor do túnel (r_p)	7,497	m
Módulo de Young (E)	421,697	
Deformação da parede do túnel (u_i)	0,189	m
Porcentagem deformação total túnel (ε)	9,431	%

Legenda:

	Entrada de dados
	Resultados obtidos através das fórmulas estudadas

Fórmula nas células:

$$\sigma_{3max} = \sigma_{cm} * (0,47 * (\sigma_{cm} / y * z)^{-0,94}) * 10000$$

$$\sigma_{3n} = \sigma_{3max} / \sigma_{ci}$$

$$\phi = \text{ASEN}((6 * a * mb * (s + mb * \sigma_{3n})^{(a-1)}) / (2 * (1+a) * (2+a) + 6 * a * mb * (s + mb * \sigma_{3n})^{(a-1)})) * 180 / \text{PI}()$$

$$k = (1 + \text{SEN}(\phi * \text{PI}() / 180)) / (1 - \text{SEN}(\phi * \text{PI}() / 180))$$

$$p_{cr} = (2 * p_o - \sigma_{cm}) / (k + 1)$$

$$r_p = \text{SE}(\text{pi}=0; \text{ro} * ((1,25 - 0,625 * (\text{pi}/\text{po})) * (\sigma_{cm}/\text{po})^{(\text{pi}/\text{po} - 0,57)}); \text{SE}(\text{pi} < p_{cr}; \text{ro} * ((2 * (\text{po} * (k - 1) + \sigma_{cm})) / ((1 + k) * ((k - 1) * \text{pi} + \sigma_{cm})))^{(1/(k - 1))}; \text{ro}))$$

$$E = \text{SE}(\text{sigci} > 100; 1000 * (1 - \text{fatD}/2) * 10^{((\text{GSI} - 10)/40)}; 1000 * (1 - \text{fatD}/2) * \text{RAIZ}(\text{sigci}/100) * 10^{((\text{GSI} - 10)/40)})$$

$$u_i = \text{ro} * ((0,2 - 0,25 * (\text{pi}/\text{po})) * (\sigma_{cm}/\text{po})^{(2,4 * (\text{pi}/\text{po} - 2))}) / 100$$

$$\varepsilon = (u_i / \text{ro}) * 100$$

Figura 29 - Aparência do túnel de drenagem em granodiorito de qualidade razoável.



Extraído de: HOEK, 2007.

Com base nas observações de Sakurai (1983) e Chern *et al.* (1998), a deformação prevista de 9% para o túnel de drenagem da mina discutida anteriormente é claramente inaceitável e um suporte substancial é necessário para evitar a convergência e possível colapso desta seção. Como esse é um túnel de drenagem, o tamanho final não é um problema importante e uma quantidade significativa de fechamento pode ser tolerada.

Uma abordagem que é frequentemente utilizada nesses casos é instalar suporte atrás da face do túnel suficiente para limitar a tensão a um nível aceitável. Assumindo um limite prático de 2% de deformação (da FIG. 24), a equação 30 e a FIG. 25 mostram que, para $\sigma_{cm}/p_o = 0,15$, obtém um valor de aproximadamente $p_i/p_o = 0,25$ necessário para suportar o túnel. Para $p_o = 4$ MPa isso significa uma pressão de suporte $p_i = 1$ MPa (vide na TAB. 9).

Os resultados obtidos nas TAB. 10, TAB. 11 e TAB. 12 através da FIG. 27 mostram que, para um túnel de 4 m de diâmetro, um suporte em excesso de 1 MPa só pode ser fornecido por um sistema passivo de aço, conjuntos, treliças, concreto projetado ou por alguma combinação desses sistemas. Estes sistemas devem ser instalados em um anel totalmente fechado (geralmente em um túnel circular) para atuar como uma estrutura de suporte de carga. *Rockbolts* ou cabos, mesmo assumindo que eles poderiam ser ancorados no material da zona de ruptura, não podem fornecer este nível de suporte equivalente.

Tabela 9 – Análise para instalação do suporte.

Parâmetro	Valor	Unidade
Razão p_i/p_o (deformação $\varepsilon=2\%$ no gráfico da FIG.25)	0,25	
Diâmetro do túnel (D_o)	4	m
Espaçamento dos suportes a serem instalados	1	m
Pressão interna de suporte (p_i) necessária	1,013	MPa

Legenda:

	Entrada de dados
	Resultados obtidos através das fórmulas estudadas

Tabela 10 - Resultados das capacidades máximas aproximadas para um grupo de sistemas de suporte instalados em túneis circulares.

Tipo de Suporte	Largura da flange/aba (mm)	Profundidade da seção (mm)	Peso (kg/m)	Número da curva	p_i max (MPa)
Viga com abas largas	305	305	97	1	3,617
	203	203	67	2	2,177
	150	150	32	3	1,005
Friso com perfil I	203	254	82	4	2,943
	152	203	52	5	1,756
Friso com perfil TH	171	138	38	6	2,778
	124	108	21	7	1,513
Viga em treliça de 3 barras	220	190	19	8	2,062
	140	130	18	8	2,062
Viga em treliça de 4 barras	220	280	29	9	4,450
	140	200	26	9	4,450

Tabela 11 - Resultados das capacidades máximas aproximadas para um grupo de sistemas de suporte instalados em túneis circulares.

Tipo de Suporte	Espessura (mm)	Idade (dias)	UCS (MPa)	Número da curva	$p_{i \max}$ (MPa)
Rockbolts ou cabos espaçados numa malha de s x s metros	34 mm <i>rockbolt</i>			10	0,354
	25 mm <i>rockbolt</i>			11	0,267
	19 mm <i>rockbolt</i>			12	0,184
	17 mm <i>rockbolt</i>			13	0,100
	SS39 <i>Split set</i>			14	0,050
	EXX <i>Swelllex</i>			15	0,110
	20mm <i>rebar</i>			16	0,170
	22mm fibra de vidro			17	0,260
	Cabo Simples			18	0,150
	Cabo <i>Birdcage</i>			19	0,300

Tabela 12 - Resultados das capacidades máximas aproximadas para um grupo de sistemas de suporte instalados em túneis circulares.

Tipo de Suporte	Espessura (mm)	Idade (dias)	UCS (MPa)	Número da curva	$p_{i \max}$ (MPa)
Revestimento de concreto ou concreto projetado	1000	28	35	20	16,145
	300	28	35	21	5,335
	150	28	35	22	2,763
	100	28	35	23	1,876
	50	28	35	24	0,963
	50	3	11	25	0,287
	50	0,5	6	26	0,150

Fórmula nas células:

$p_i = (\text{razão } p_i/p_o \text{ obtida no gráfico da FIG.25}) * p_o$

$p_{i \max}$ = cada sistema apresentado nas tabelas foi calculado por meio das fórmulas encontradas respectivamente na FIG.27.

Existem vários problemas associados à instalação de suporte passivo pesado neste túnel específico. Esses são:

- O restante do túnel de drenagem é em forma de ferradura, como mostrado na FIG. 29. A alteração da seção de circular por uma seção

relativamente curta da zona de ruptura não é uma proposta muito atraente devido às limitações que isso imporia ao transporte de equipamentos e materiais pela zona.

- O uso de conjuntos de aço pesado cria problemas práticos em termos de dobrar os conjuntos na forma apropriada. Uma regra prática é que uma seção H ou I só pode ser dobrada em um raio de cerca de 14 vezes a profundidade da seção. A Figura 30 que mostra um conjunto de seção H pesado sendo dobrado e há uma deformação significativa da flange interna do conjunto. Os suportes temporários foram soldados na seção para minimizar a flambagem, mas uma quantidade considerável de trabalho é necessária para endireitar os flanges após esses reforços terem sido removidos.
- O uso de concreto projetado ou revestimento de concreto é limitado pelo fato de que leva tempo para esses materiais endurecerem e para alcançar a resistência necessária para fornecer suporte adequado. O uso de aceleradores ou de revestimentos espessos pode parcialmente superar esses problemas, mas pode introduzir outro conjunto de problemas práticos.

A solução prática adotada no caso real sobre o qual este exemplo é baseado foi usar conjuntos de seções de arcos deslizantes. Esses conjuntos, conforme entregues no local, são mostrados na FIG. 31, que ilustra como as seções se encaixam umas nas outras. A montagem desses conjuntos para formar uma junta deslizante é ilustrada na FIG. 32 e a instalação dos conjuntos no túnel é ilustrada na FIG. 33.

Figura 30 - Flambagem de um conjunto de aço da secção H sendo dobrado para um raio pequeno.



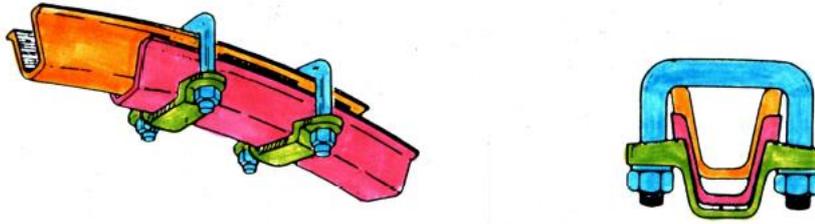
Extraído de: HOEK, 2007.

Figura 31 - Conjuntos de aço da seção superior do suporte entregues ao local prontos para serem transportados no subsolo.



Extraído de: HOEK, 2007.

Figura 32 - Montagem de uma junta deslizante em um conjunto de aço.



Extraído de: HOEK, 2007.

Figura 33 - Instalação de conjuntos de aço de junta deslizante imediatamente atrás da face de um túnel que é avançado por uma rocha de qualidade muito pobre.



Extraído de: HOEK, 2007.

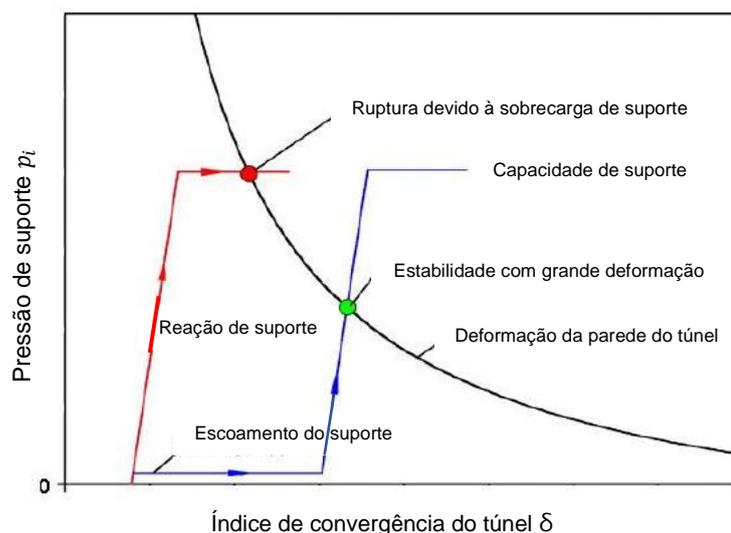
Os conjuntos são instalados imediatamente atrás da face avançada que, em um maciço rochoso como o considerado, é geralmente escavada à mão. Os grampos que seguram as juntas são apertados para controlar a força de atrito nas juntas, que deslizam progressivamente à medida que a face é avançada e a carga da rocha é aplicada aos sistemas.

O uso de juntas deslizantes em conjuntos de aço permite que sistemas de seções muito mais leves sejam usados no lugar de conjuntos com juntas rígidas. Esses conjuntos fornecem proteção imediata para os trabalhadores atrás da face, mas

permitem uma deformação significativa do túnel quando a face é avançada. Na maioria dos casos, em um momento ideal faz-se uma solda nos conjuntos de modo que, após uma quantidade predeterminada de deformação ter ocorrido, a junção bloqueia e o conjunto torna-se rígido. Um processo de tentativa e erro tem que ser usado para encontrar a quantidade de deformação que pode ser permitida antes dos bloqueios definidos. Uma deformação muito pequena resultará em uma curvatura óbvia do conjunto, enquanto uma deformação excessiva resultará no afrouxamento do maciço rochoso circundante.

No caso do túnel ilustrado na FIG. 33, o retardo dos conjuntos consiste em postes de madeira com cerca de 100 mm de diâmetro. Uma variedade de materiais pode ser usada para revestimento, mas a madeira, na forma de pranchas ou postes, ainda é o material mais comum usado na mineração. Além do revestimento, uma esteira de madeira foi apoiada na face para melhorar a estabilidade da face. Esta é uma precaução prática importante, uma vez que a instabilidade da face do túnel pode resultar em *ravelling* progressivo à frente dos conjuntos de aço e, em alguns casos, colapso do túnel. A maneira como as articulações deslizantes funcionam é ilustrada esquematicamente na FIG. 34.

Figura 34 - Atraso na reação do suporte passivo pelo uso de articulações deslizantes.



Extraído de: HOEK, 2007.

A Figura 34 mostra que o suporte passivo na forma de conjuntos de aço, treliças, concreto projetado ou revestimentos de concreto podem falhar se instalados muito próximos da face. Isso ocorre porque a pressão de suporte necessária para

obter estabilidade é maior que a capacidade do sistema de suporte. À medida que os deslocamentos no túnel aumentam e a face se afasta da seção em consideração, a pressão de suporte necessária para atingir o equilíbrio diminui conforme ilustrado pela curva da FIG. 34.

Assim, retardar a ativação do sistema de suporte pode estabilizar o túnel em pressões de suporte dentro da capacidade do suporte, mas isso pode ser muito perigoso para os trabalhadores que estão próximo a face em um túnel não suportado pois o maciço pode romper. A introdução de “elementos produtivos” no sistema de suporte pode superar esse problema, pois a ativação do suporte estando atrasada, o sistema de suporte estará em vigor para conter a estabilidade descontrolada, caso isso ocorra.

Muitos sistemas foram usados para introduzir esses elementos de produção em túneis com problemas de compressão. Um exemplo é o uso de juntas deslizantes em conjuntos de aço como mostrado na FIG. 33. Outro sistema é o uso de “controladores de tensão” em que a flambagem controlada de um tubo de aço interno fornece o rendimento necessário e o sistema trava e se torna mais rígido quando determinada deformação ocorreu. Este sistema, desenvolvido pelo professor Wulf Schubert (Schubert, 1996) na Universidade de Graz, na Áustria, é ilustrado nas FIG. 35 e FIG. 36.

Figura 35 - Uma linha de controladores de tensão instalados em um túnel.



Extraído de: HOEK, 2007.

Figura 36 - Seção através de um controlador de tensão mostrando o tubo interno de flambagem (SCHUBERT, 1996).



Extraído de: HOEK, 2007.

Como alternativa ao suporte da face, como ilustrado na FIG. 33, *spiles* ou *forepoles* podem ser usados para criar um guarda-chuva de rocha reforçada à frente da face em avanço. A Figura 37 ilustra os princípios gerais da técnica. No exemplo ilustrado, o *spiling* está sendo usado para avançar um segmento superior de túnel de 7 m de extensão e 3 m de altura através de um material de zona de falha rico em argila em um túnel na Índia, com *spiles* (de barras de aço) de 25 mm.

Figura 37 - *Spiling* em material de zona de falha rico em argila de qualidade muito pobre.



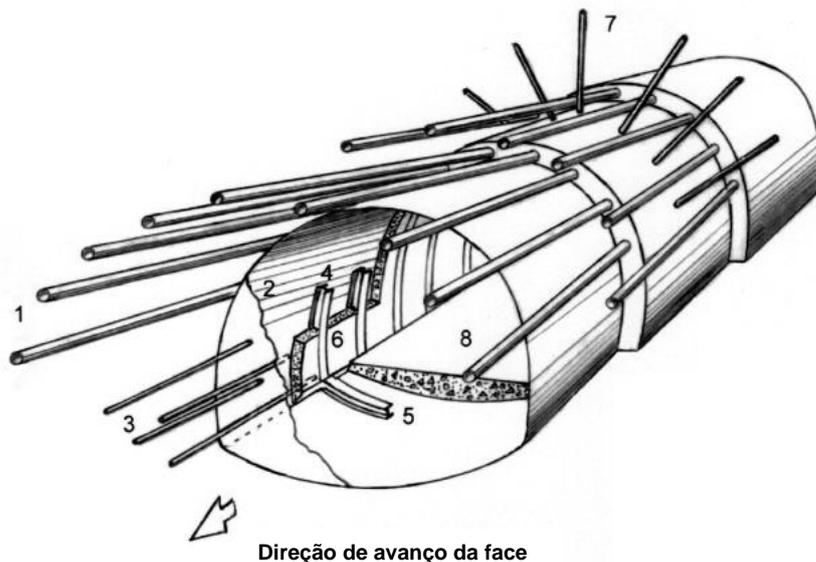
Extraído de: HOEK, 2007.

A Figura 38 mostra um sistema mais elaborado usado em túneis de grande extensão em maciços rochosos de baixa qualidade com os elementos de suporte detalhados. Este sistema conta com ancoragens de fibra de vidro, que podem ser

cortadas com relativa facilidade, para estabilizar a face à frente do túnel e forjados para fornecer um guarda-chuva protetor sobre a face. Esse tipo de ancoragem é usado em minérios como potássio, pela constituição rochosa e não possui grande capacidade de suporte (Alves, 2019, citado por Silva, 2019). O revestimento final de concreto não está incluído nesta figura.

Esses *forepoles* consistem em tubos de aço de 75 a 140 mm de diâmetro por meio dos quais uma porção de argamassa é injetada. Para que os *forepoles* funcionem efetivamente, o maciço rochoso deve se comportar de maneira predominantemente sob ação do atrito entre elemento e rocha, de modo que os arcos ou pontes possam se formar entre os pilares individuais. A técnica não é muito eficaz em material de falha por formação de goiva, contendo uma proporção significativa de argila, a menos que o espaçamento do entalhe seja muito próximo. Os *forepoles* são instalados por meio de uma perfuratriz especial, conforme ilustrado na FIG. 39.

Figura 38 - Face completa de 10 m de extensão escavação de túnel em rocha branda sob a proteção de um guarda-chuva *forepole*.



1. *Forepoles* - tipicamente canos de 75 ou 114 mm de diâmetro, 12 m de comprimento instalados a cada 8 m para criar uma sobreposição de 4 m entre os guarda-chuvas sucessivos da frente.
2. Concreto projetado - aplicado imediatamente atrás da face e na face, nos casos em que a estabilidade da face é um problema. Normalmente, esta camada inicial tem 25 a 50 mm de espessura.
3. Cavilhas de fibra de vidro grauteadas - Instaladas a meio caminho entre as etapas de instalação do guarda-chuva da baliza para reforçar a rocha imediatamente à frente da face. Estas cavilhas são geralmente de 6 a 12 m de comprimento e estão espaçadas em uma malha de 1 mx 1 m.
4. Conjuntos de aço - instalados o mais próximo possível da face e projetados para suportar o guarda-chuva da parte da frente e as tensões que atuam no túnel.
5. Suportes invertidos - instalados para controlar o levantamento do piso e fornecer uma base para os conjuntos de aço.
6. Concreto projetado - tipicamente concreto reforçado com fibra de aço aplicado o mais rápido possível para incorporar os conjuntos de aço para melhorar sua estabilidade lateral e também para criar um revestimento estrutural.
7. Parafusos de ancoragem (*rockbolts*) conforme necessário. Em terrenos de qualidade muito baixa, pode ser necessário usar parafusos autoperfurantes nos quais uma broca de sacrifício é usada e grauteada no lugar com o parafuso.
8. Revestimento invertido - concreto projetado ou revestimento de concreto pode ser usado, dependendo do uso final do túnel.

Extraído e adaptado de: HOEK, 2007.

Figura 39 - Instalação de tubos “forepoles” de 75 mm de diâmetro com 12 m de comprimento em um teto de 11 m de extensão em uma zona de falha.



Extraído de: HOEK, 2007.

7 MATERIAIS E MÉTODOS

Esse trabalho iniciou-se com a revisão bibliográfica completa e essencial para que seja possível a execução de toda a análise necessária que envolve as classificações e características dos maciços rochosos de baixa resistência, bem como as possibilidades de suportes a serem instalados para cada caso específico.

Considerando as metodologias já existentes, tornou-se possível elaborar uma planilha como ferramenta de cálculo que possa abranger e colocar em prática toda a parte teórica revisada, apresentando então, de forma simplificada e objetiva, uma análise comparativa dessas teorias.

Planilha é um programa de computador que representa informações em uma grade de dados bidimensional, dados estes que podem também serem relacionados com fórmulas.

As planilhas eletrônicas, exceto as versões de caneta e tinta, foram substituídas até o final do século XX. No entanto, as planilhas não se limitam aos dados financeiros e são frequentemente usadas para representar dados científicos e para realizar cálculos.

Existe uma diversidade de programas de planilhas atualmente, mas o Microsoft Excel é mais popular e o selecionado para ser utilizado neste trabalho.

Atualmente, as planilhas para computadores pessoais, geralmente incluem a capacidade de converter dados em vários tipos de gráficos que muitas vezes são integrados com outros *softwares*, como: processadores de texto e programas de banco de dados.

7.1 Importância da planilha na avaliação das propriedades do maciço rochoso e escolha do suporte adequado.

A elaboração de uma planilha de cálculo para avaliação das propriedades do maciço rochoso e escolha do suporte adequado é de grande interesse para possibilitar ao profissional na tomada de decisões ou até mesmo guiar o estudo do pesquisador de escavações subterrâneas. A planilha se torna uma ferramenta importante para facilitar a avaliação das características do maciço rochoso em questão, minimizando o risco de erros para os profissionais ao elaborar o planejamento na execução de túneis em todas as fases da escavação subterrânea.

Atualmente a avaliação das propriedades do maciço rochoso, da estabilidade de escavações subterrâneas e suporte adequado do túnel, é feita por meio de monitoramento geotécnico conforme o avanço dos túneis. A planilha não substitui as avaliações por esse método, é uma ferramenta para agregar e compor podendo gerar maior confiabilidade, com a vantagem de otimizar o tempo e até mesmo minimizar custos pois gera um resultado por meio de tratamento de dados de pesquisas avançadas sendo necessário conhecimentos geotécnicos básicos.

7.2 Formulação de planilha de cálculo para classificar e caracterizar o maciço rochoso e auxiliar na escolha do suporte a ser instalado

O resultado de qualquer análise sempre dependerá, no entanto, dos dados disponíveis ou assumidos para alimentar os parâmetros envolvidos.

De uma maneira geral, os métodos matemáticos de análise disponíveis são muito mais refinados que o conhecimento dos dados requeridos (propriedades de resistência e deformabilidade de maciço e suportes; modelo geo-estrutural; tensões “*in situ*”; etc). Assim, na maioria dos casos a estratégia mais apropriada é, além de investigar modelos alternativos, realizar análises de sensibilidade para os vários parâmetros, até se alcançar um projeto que se considere adequado (Duddeck,1988).

8 DISCUSSÃO

A criação da ferramenta, planilha, consistiu na utilização dos trabalhos publicados por Hoek *et al.* (2002) e Hoek (2007), que apresentam uma série de fórmulas com numerosas variáveis utilizadas quantitativamente e qualitativamente na determinação da caracterização dos maciços rochosos a partir do GSI definido.

Uma análise inicial dessa gama de fórmulas e critérios de classificação foi feita para consolidação dos diversos parâmetros envolvidos como dados de entrada. Foram selecionados parâmetros representativos que são obtidos em campo, a partir de análises laboratoriais, quadros, tabelas e gráficos estudados e definidos pelos autores mencionados, descritos anteriormente. Os parâmetros de entrada selecionados foram: profundidade abaixo da superfície, GSI determinado, diâmetro do túnel, resistência à compressão uniaxial σ_{ci} , peso específico do material rochoso γ , constante m_i da rocha, coeficiente de Poisson ν , fator de perturbação por desmonte D, pressão máxima de suporte, convergência inicial do túnel, média máxima de deformação $s_{max.av}$, pressão interna de suporte inicial p_{io} , deformação ε obtida na FIG. 24, razão p_i/p_o obtida na FIG. 25, tipo de suporte ideal obtido a partir de resultados de p_{imax} na FIG. 27. Todos eles estão apresentados na planilha de acordo com a FIG. 40 que refere às características do túnel, classificação e caracterização do maciço rochoso, com espaçamento dos suportes pré-fixado em 1m, e também a FIG. 41 com resultados obtidos a partir do critério generalizado de Hoek-Brown em comparativo com o trabalho de Hoek (2007) específico para túneis em maciços rochosos pobres em zonas cisalhantes.

Figura 40 - Layout da planilha de cálculo elaborada para entrada de dados iniciais.

Entrada de dados obtidos em campo:	
Profundidade abaixo da superfície z (m)	150
GSI (<i>Geological Strength Index</i>)	23
Diâmetro do túnel D_o (m)	10
Espaçamento dos suportes do túnel a ser instalado (m)	1
Entrada de dados obtidos em ensaios laboratoriais:	
Resistência à compressão uniaxial σ_{ci} (MPa)	5
Peso específico do material rochoso γ (MN/m ³)	0,025
Contante m_i da rocha	8
Coeficiente de Poisson ν	0,3
Fator de perturbação (D)	0
Entrada de dados relacionados ao suporte:	
Pressão máxima de suporte (MPa)	0,82
Convergência inicial (%)	5
Deslocamento elástico máximo de deformação $s_{max.av}$ (%)	1,35
Pressão interna de suporte inicial p_{io} (MPa)	0

Após a criação da planilha em Excel, a programação para análise foi feita mediante as teorias citadas, onde o profissional seleciona os dados que ele avaliou no túnel escavado e em ensaios laboratoriais. Apesar da criação da planilha ser um pouco complexa a introdução dos parâmetros são a partir de termos de fácil compreensão.

Os cálculos de elementos de curvas características apresentadas na FIG. 42 baseiam-se no pressuposto de que o maciço rochoso que envolve o túnel rompa sem aumento de volume. Esta é uma suposição apropriada para maciços rochosos muito pobres associados a zonas de falha e cisalhamento nas quais apresenta mais susceptibilidade a esmagamento do que a ruptura por dilatação.

Assume-se que o campo de tensão *in situ* é hidrostático, ou seja, as tensões são as mesmas em todas as direções. Conforme Hoek (1999) é uma suposição razoável para rochas muito brandas, como a de uma zona de falha ou cisalhamento, uma vez que esse tipo de rocha já passou por falhas e é incapaz de sustentar diferenças significativas de tensão. Portanto, mesmo que as tensões de campo distantes sejam assimétricas, as tensões dentro da zona de falha provavelmente serão aproximadamente hidrostáticas. Considerando que os deslocamentos da face são semelhantes aos das paredes do túnel, sugere-se que sejam adotadas medidas especiais necessárias para evitar o colapso da face durante a escavação.

Os resultados foram obtidos por meio das referências teóricas para seleção de dados apresentados na FIG. 41, principalmente no Capítulo 3 do critério generalizado de Hoek-Brown. Está apresentado na planilha (FIG. 41) um comparativo das fórmulas apresentadas na planilha de Hoek (2007), elaborada para o cálculo das características e comportamento do maciço rochoso pobre ao redor de um túnel circular em um campo de tensão hidrostática, apresentado na FIG. 18.

Figura 41 - Layout da planilha de cálculo elaborada apresentando resultados.

Análise do maciço rochoso		
	Critério de Hoek-Brown generalizado (2002)	Estudo Hoek (2007) para túnel circular em rochas brandas
	*Gráfico 2	*Gráfico 1
Tensão <i>in situ</i> p_o (MPa)	3,750	
Resistência σ_{cm} (MPa)	0,396	0,282
Constante m_b da rocha	0,511	
Constante s da rocha	0,000192	0,000000
Constante a da rocha	0,536	0,536
Razão σ_{cm}/p_o	0,106	0,075
Raio do túnel original r_o (m)	5,0	
Tensão σ_{3max} (MPa)	1,249	Desenv. para Gráfico 1
Tensão σ_{3n} (MPa)	0,250	--
Ângulo de atrito Φ (graus)	20,750	22,134
Coesão	0,160	0,095
Constante k da rocha	2,097	2,209
Pressão crítica de suporte p_{cr} (MPa)	2,294	2,249
Módulo de Young E	472,591	
Raio da zona plástica ao redor do túnel r_p (m)	Desenv. para Gráfico 2	Desenv. para Gráfico 1
Deformação da parede do túnel u_i (m)	Desenv. para Gráfico 2	Desenv. para Gráfico 1
Porcentagem de deformação total túnel ε (%)	Desenv. para Gráfico 2	Desenv. para Gráfico 1
Razão σ_{cm}/p_o	0,106	0,075

Fórmula nas células:

po =y*z
mb =mi*EXP((GSI-100)/(28-14*fatD))
s =SE(GSI>25;EXP((GSI-100)/(9-3*fatD));0)
a =SE(GSI>25;0,5;1/2+1/6*(EXP(-GSI/15)-EXP(-20/3)))
ro = D/2
E =SE(sigci>100;1000*(1-fatD/2)*10^((GSI-10)/40);1000*(1-fatD/2)*RAIZ(sigci/100)*10^((GSI-10)/40))

Critério Generalizado de Hoek-Brown

sigcm =sigci*(((mb+4*s-a*(mb-8*s))*(mb/4+s)^(a-1))/(2*(1+a)^(2+a)))
sig3max=sigcm*(0,47*(sigcm/y*z)^(-0,94))*10000
sig3n = sig3max/sigci
phi =ASEN((6*a*mb*(s+mb*sig3n)^(a-1))/(2*(1+a)^(2+a)+6*a*mb*(s+mb*sig3n)^(a-1)))*180/PI()
coh =((sigci*((1+2*a)*s+(1-a)*mb*sig3n)*(s+mb*sig3n)^(a-1)))/((1+a)^(2+a)*RAIZ(1+((6*a*mb*(s+mb*sig3n)^(a-1)))/((1+a)^(2+a))))
k =(1+SEN(phi*PI()/180))/(1-SEN(phi*PI()/180))
pcr =(2*po-sigcm)/(k+1)

Equações de Hoek (2007)

Obtenção de sig1, sig3, k, sigcm, rp, ui e ε descritos no anexo

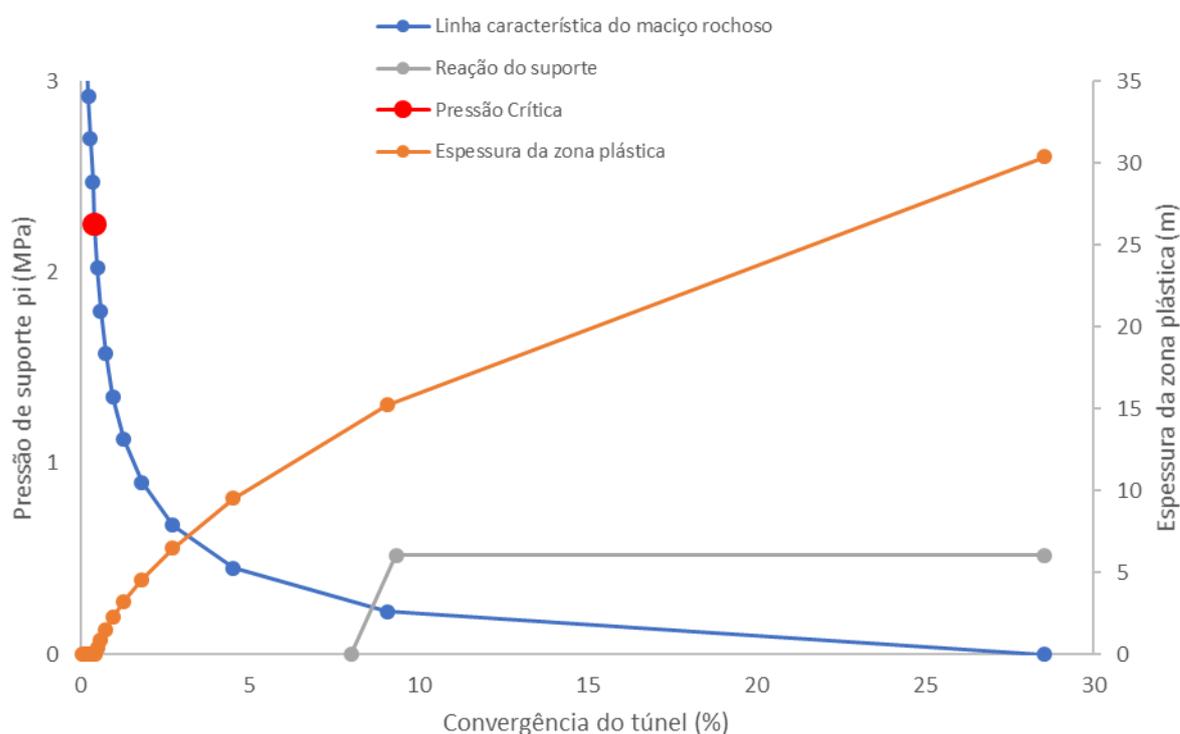
k =(totalsig3sig1 - (totalsig3*totalsig1)/8)/(sumsig3sq-(sumsig3^2)/8)
phi =ASEN((k-1)/(k+1))*180/PI()
coh =(sigcm*(1-SIN(phi*PI()/180)))/(2*COS(phi*PI()/180))
pcr =(2*po-sigcm)/(k+1)

Os dados coletados foram analisados e, em função dos possíveis resultados, foi utilizado o método de Hoek (2007, inicialmente elaborado em 1999), para construção de um gráfico (nomeado na planilha Gráfico 1) com a finalidade de identificação visual de fatores que variam de acordo com a convergência do túnel, tais como: curva característica do maciço rochoso, tensão crítica, espessura da zona plástica e curva de reação do suporte definido.

Como um exemplo da aplicação da informação contida na FIG. 40, considere o caso do comportamento do túnel ilustrado na FIG. 42. A deformação total do túnel sem suporte é de aproximadamente 28%, o que significa que o túnel de 10 m de diâmetro irá convergir 2,8 m. Observa-se que o maciço rochoso em torno do túnel não seria capaz de sustentar essa quantidade de convergência e que, sem suporte imediato, entraria em colapso. O suporte imediato neste caso significa a instalação de um sistema de suporte adequado imediatamente atrás da face avançada. Como,

aproximadamente um terço da convergência final já ocorreu na face do túnel, conseqüentemente, o primeiro momento que o suporte convencional pode ser instalado está em uma convergência de cerca de 9% (obtido por meio do gráfico apresentado na FIG. 24). É provável que a face do túnel escavado também necessite de suporte na forma de ancoragens de fibra de vidro ou de um suporte de *forepoles*.

Figura 42 - Exemplo de análise para um túnel de 10 m de diâmetro a 150 m de profundidade obtido no gráfico 1 com base no estudo de Hoek (2007).



A Figura 42 mostra que a espessura da zona plástica em uma convergência de 5% é de cerca de 12 m. Como regra geral, *rockbolts* ou cabos devem ter 1 a 2 m de ancoragem em rocha não perturbada fora da zona plástica. Isso significa que os parafusos ou cabos de cerca de 14 m seriam necessários para fornecer suporte neste caso e a instalação desses sistemas em um túnel de 10 m de diâmetro não é uma operação muito eficiente. Tendo em vista a incerteza associada à confiabilidade da ancoragem nesse maciço rochoso de baixa qualidade, Hoek (1999) sugere que os blocos ou cabos de rocha não sejam um sistema de suporte adequado para este caso e que conjuntos de aço ou treliças sejam considerados.

Os cálculos dos elementos das curvas características do gráfico 1 apresentado na FIG. 42 se encontram no anexo A.II, tornando então, uma ferramenta muito útil e adequada para muitos problemas práticos de *design* de suporte. No entanto, uma vez que fornece apenas uma estimativa da capacidade de suporte final,

ela não pode ser usada para investigar os detalhes da escavação e apoiar a sequência de instalação necessária para lidar com problemas de encapsulamento muito difíceis, como os que estão sendo considerados neste caso, Hoek (2007) sugere que uma análise numérica será mais completa.

No presente trabalho esses estudos foram complementados por análises apresentadas nas TAB. 13 e TAB. 14 para instalação de suporte baseados nas capacidades máximas aproximadas para diferentes sistemas de suporte instalados em túneis circulares.

As características de suporte são baseadas na suposição que o sistema de suporte é simétrico ao redor do túnel. Em outras palavras, assume-se que os conjuntos de aço e revestimentos de concreto ou concreto projetado são completamente circulares e que os blocos de rochas são instalados no teto, nas paredes laterais e no piso do túnel. Essas suposições não refletem instalações de suporte típicas no campo e, portanto, como no caso dos cálculos de curvas características, elas devem ser usadas para explorar padrões de comportamento em vez de calcular características de suporte com três casas decimais.

Tabela 13 - Resultados das capacidades máximas aproximadas para um grupo de sistemas de suporte instalados em túneis circulares.

Código do suporte	Tipo de Suporte	Largura da flange/aba (mm)	Profundidade da seção (mm)	Peso (kg/m)	Número da curva	$p_{i \max}$ (MPa)
Tipo A	Viga com abas largas	305	305	97	1	1,171799
Tipo B		203	203	67	2	0,661567
Tipo C		150	150	32	3	0,278675
Tipo D	Friso com perfil I	203	254	82	4	0,902636
Tipo E		152	203	52	5	0,519186
Tipo F	Friso com perfil TH	171	138	38	6	0,891932
Tipo G		124	108	21	7	0,472588
Tipo H	Viga em treliça de 3 barras	220	190	19	8	0,802599
Tipo I		140	130	18	8	0,802599
Tipo J	Viga em treliça de 4 barras	220	280	29	9	1,747636
Tipo K		140	200	26	9	1,747636
Tipo RCA	Rockbolts ou cabos espaçados numa malha de s x s metros	34 mm <i>rockbolt</i>			10	0,354
Tipo RCB		25 mm <i>rockbolt</i>			11	0,267
Tipo RCC		19 mm <i>rockbolt</i>			12	0,184
Tipo RCD		17 mm <i>rockbolt</i>			13	0,1
Tipo RCE		SS39 <i>Split set</i>			14	0,05
Tipo RCF		EXX <i>Swellex</i>			15	0,11
Tipo RCG		20mm <i>rebar</i>			16	0,17
Tipo RCH		22mm fibra de vidro			17	0,26
Tipo RCI		Cabo simples			18	0,15
Tipo RCJ		Cabo <i>Birdcage</i>			19	0,3

Fórmula nas células:

$p_{i \max}$ = cada sistema apresentado nas tabelas foi calculado por meio das fórmulas encontradas respectivamente na FIG.27.

Tabela 14 - Resultados das capacidades máximas aproximadas para um grupo de sistemas de suporte instalados em túneis circulares.

Código do suporte	Tipo de Suporte	Espessura (mm)	Idade (dias)	UCS (MPa)	Número da curva	$p_{i \max}$ (MPa)
Tipo CA	Revestimento de concreto ou concreto projetado	1000	28	35	20	6,949088
Tipo CB		300	28	35	21	2,296325
Tipo CC		150	28	35	22	1,13581
Tipo CD		100	28	35	23	0,764404
Tipo CE		50	28	35	24	0,388851
Tipo CF		50	3	11	25	0,117867
Tipo CG		50	0,5	6	26	0,06

Fórmula nas células:

$p_{i \max}$ = cada sistema apresentado nas tabelas foi calculado por meio das fórmulas encontradas respectivamente na FIG.27.

Observa-se que todas as pressões de suporte nas TAB. 13 e TAB. 14 foram plotadas para conjunto de aço ou *rockbolt* espaçadas de 1 m e que, para determinar as pressões de suporte para outros espaçamentos, as equações fornecidas para cada tipo de suporte devem ser usadas.

Das informações fornecidas nas TAB. 13 e TAB. 14, a capacidade de suporte de vigas com abas largas de 200 x 200 mm de largura total, friso com perfil I de 150 x 200 mm, friso com perfil TH de 124 x 108 mm e treliças de três barras em um espaçamento de 1 m em um túnel de 10 m de diâmetro tem capacidade de suporte de aproximadamente 0,5 MPa. A tensão elástica máxima que pode ser sustentada por estas vigas mestras é de cerca de 1% e, uma vez que estão instaladas a uma convergência de 9%, isto dá uma convergência total de 10%. Esse comportamento de suporte é plotado na FIG. 42 como a curva de reação de suporte, sendo selecionado o suporte de referência "Tipo E" nas TAB. 13 e TAB. 14 plotado na FIG. 42 e com layout elaborado para entrada de dados secundários referentes a características de convergência e pressões de reação atuantes no túnel e no suporte mostrado na FIG. 43.

Figura 43 – Análise para instalação do suporte.

Deformação ε no gráfico da FIG. 24 (%)	9
Razão p_i / p_o no gráfico da FIG. 25	0,15
Pressão interna de suporte p_i necessária (Mpa)	0,5625
Tipo de suporte (Selecionar código do suporte)	Tipo E
p_{imax} específico do suporte (Mpa)	0,5192

Legenda:

 Entrada de dados
Resultados obtidos através das fórmulas estudadas

Fórmula nas células:

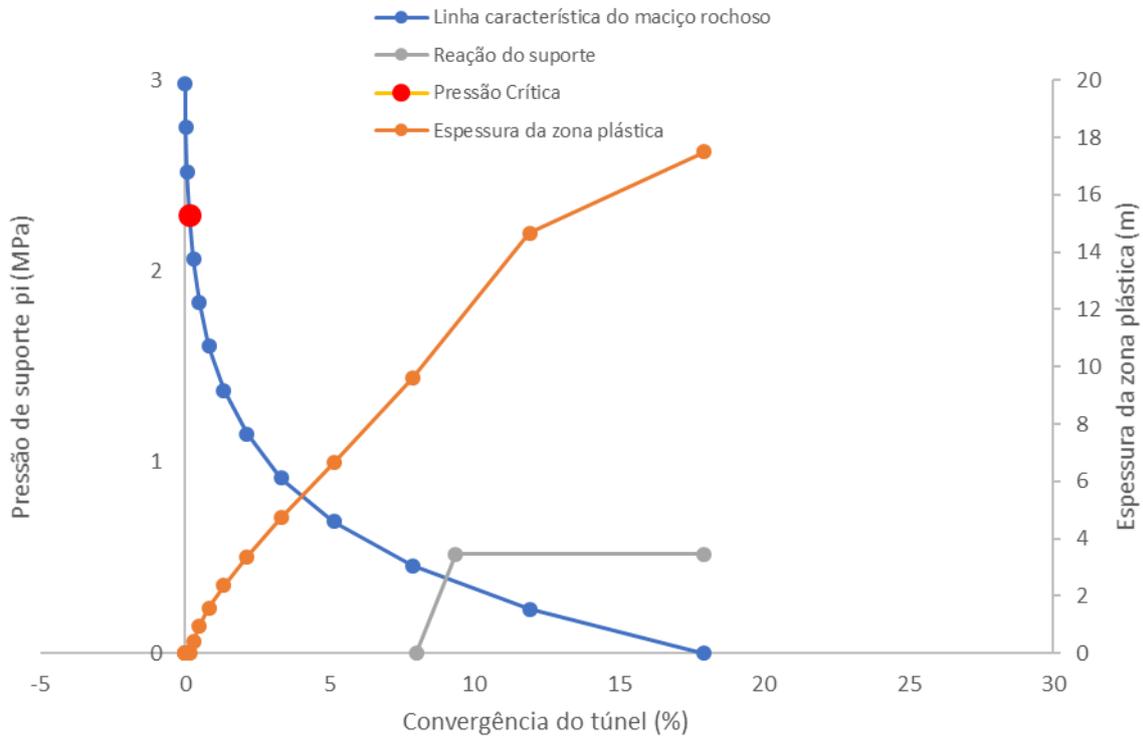
p_i =(razão p_i/p_o obtida no gráfico da FIG.25)* p_o

p_{imax} =cada sistema apresentado nas tabelas foi calculado por meio das fórmulas encontradas respectivamente na FIG.27.

Com base nas análises, as condições de equilíbrio são alcançadas quando a convergência do túnel e do sistema de suporte são iguais e, como mostrado na FIG. 42, são definidas pela interseção da linha característica e da curva de reação de suporte.

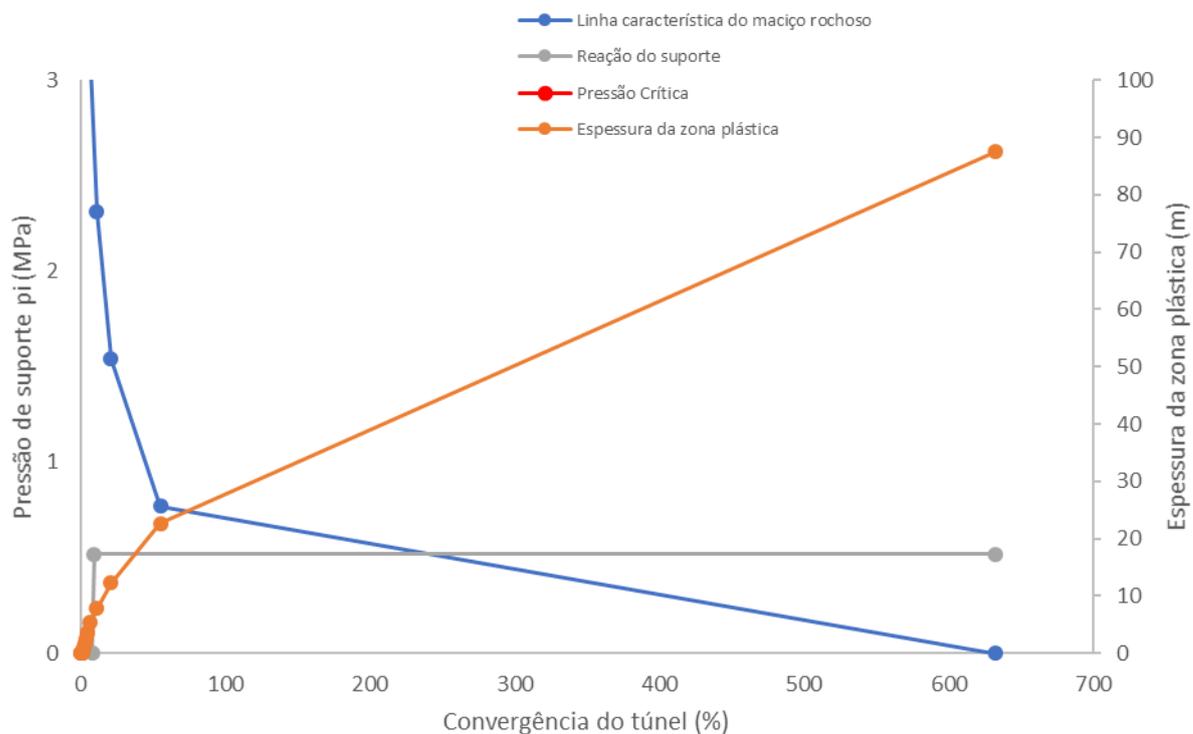
Com a finalidade de complementar o trabalho, plotou-se o gráfico 2 representado na FIG. 44 a partir do critério generalizado de Hoek-Brown e com a mesma base de parâmetros iniciais de “input” para fazer um comparativo entre os métodos, e a diferença do resultado gerado pelos dois métodos, que numericamente é mínimo, mas graficamente é evidente. Os cálculos dos elementos das curva características do gráfico 2 apresentado na FIG. 44, encontram-se em detalhes no anexo A.III.

Figura 44 - Exemplo de análise para um túnel de 10 m de diâmetro a 150 m de profundidade obtido no gráfico 2 com base no critério generalizado de Hoek-Brown.



Outro fator a ser observado na ferramenta é o comportamento dos resultados em relação à túneis escavados em maiores profundidades. Alterando na planilha apenas o parâmetro “Profundidade abaixo da superfície z (m)” de 150m para 500m, por exemplo, nota-se no gráfico 1 uma grande discrepância na convergência da curva característica do maciço representado na FIG. 45.

Figura 45 - Exemplo de análise para um túnel de 10 m de diâmetro a 500 m de profundidade obtido no gráfico 1 com base no estudo de Hoek (2007).



Diversos métodos alternativos para manter a estabilidade estável da face e do túnel podem ser explorados. Em alguns casos, análises teóricas limitadas dos sistemas de suporte são possíveis, enquanto, em outros casos, a confiança deve ser colocada no julgamento e na experiência do técnico responsável que, no entanto, deve tomar cuidado pois, na tentativa de economizar tempo e dinheiro adotando atalhos ou soluções inadequadas leva, invariavelmente, a erros ainda mais dispendiosos.

9 CONCLUSÕES

O trabalho proposto teve como objetivo a criação de uma planilha de cálculo de fácil compreensão e utilização por profissionais com conhecimento geotécnico básico para auxiliar na avaliação de maciços rochosos pobres e instalação de suporte.

Foram utilizados os principais parâmetros que determinam a classificação e caracterização dos maciços rochosos baseados no critério generalizado de Hoek e Brown, bem como parâmetros de um estudo sobre construção de túneis em rochas brandas de Hoek (2007).

Note-se que estas são apenas diretrizes e é aconselhável aplicar os valores dados com cautela. No entanto, eles podem ser usados para fornecer um ponto de partida realista para qualquer projeto e, se o desempenho observado ou medido da escavação for melhor do que o previsto, os fatores podem ser ajustados conforme cada situação.

A criação da planilha em Excel proposta atendeu de forma muito satisfatória às pretensões deste trabalho e se tornou um instrumento de fácil utilização e com resposta imediata a consultas e simulações almejadas.

Essa ferramenta será de grande importância no auxílio ao projeto para elaborar simulações de possíveis novos planos de escavações a curto prazo, evitar riscos de colapsos inesperados na construção de túneis e prever o comportamento dos maciços rochosos para determinadas condições estruturais e geológicas não previstas no projeto inicial da mina.

Os usuários devem estar cientes de que a sofisticação das equações não está relacionada com uma ilusão de precisão. De fato, todas essas análises são apenas aproximações grosseiras do comportamento real do túnel, porque as simplificações necessárias para permitir que as equações sejam resolvidas raramente refletem as condições *in situ* reais. Por exemplo, todas essas análises assumem que o túnel é circular e está sujeito a um campo de tensão hidrostática no qual as tensões em todas as direções são iguais.

O encapsulamento através de rochas muito brandas associadas a falhas e zonas de cisalhamento é um problema complexo. Suportes como *rockbolts* e concreto projetado raramente são adequados para lidar com condições elevadas de compressão que podem ocorrer quando o maciço rochoso ao redor do túnel rompa a uma profundidade maior.

Falhas e zonas de cisalhamento existem em quase todos os maciços rochosos e, portanto, é inevitável que responsável técnico seja confrontado com as situações descritas neste trabalho pelo menos uma vez em sua carreira, sendo essencial aproveitar todas as oportunidades disponíveis, utilizar todos os recursos ao seu alcance na fase de elaboração e execução do projeto e aprender com a experiência dos outros, em vez de tentar resolver os problemas somente quando confrontado com um colapso do túnel.

Entende-se que devem continuar estudos para que ferramentas de trabalho, integrando modelos empíricos e/ou matemáticos, propiciem as melhores condições para projeto de suporte de escavações e controle de deformações em túneis e galerias inseridos em diferentes modelos geológicos e regionais, podendo diversificar para integração de mais de um tipo de sistemas de classificação de maciços rochosos, com resultados que possam envolver desde rochas que apresentam resistência alta até rochas com baixa resistência. Assim, conforme cada otimização, a ferramenta possa tornar-se cada vez mais relevante na avaliação dos três estágios de qualquer escavação subterrânea de túneis: projeto, execução e reabilitação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASADI, A. *et al.* Development of a new mathematical model for prediction of surface subsidence due to inclined coal-seam mining. **Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy**, v. 105, n. 1, p. 15-20, 2005.

BARTON, N.; LIEN, R.; LUNDE, J. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. **Rock mechanics**, v. 6, n. 4, p. 189-236, 1974.

BASTOS, M. J. N. A geotecnia na concepção, projecto e execução de túneis em maciços rochosos. **Universidade Técnica de Lisboa**, 1998. Disponível em: <http://www.visaconsultores.com/pdf/Tese_MSc_MB.pdf>. Acesso em: 01 jan. 2019.

BIENIAWSKI, Z.T. **Engineering Classification of jointed rock masses**. Transactions of the South African Institution of Civil Engineers, v.15, n.12, p.35 – 344, 1973.

BIENIAWSKI, Z. T. Rock mass classification in rock engineering applications. In: **Proceedings of a Symposium on Exploration for Rock Engineering, 1976**. 1976. p. 97-106.

BONADIO, L. Laudo encomendado por consórcio culpa rocha por desabamento no Metrô. **Jornal G1 Globo.com**, 2008. Disponível em: <<http://g1.globo.com/Noticias/SaoPaulo/0,,MUL366280-5605,00-LAUDO+ENCOMENDADO+POR+CONSORCIO+CULPA+ROCHA+POR+DESABAMENTO+NO+METRO.html>>. Acesso em: 07 dez. 2018.

CHAVES, L. S. **Análise Econômica da Influência da Inclinação do Talude da Cava no Planejamento de Lavra**. 2018. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Minas Gerais. Disponível em: <<https://ppgem.eng.ufmg.br/defesas/2641M.PDF>>. Acesso em: 15 jun. 2018.

CHOU,P.C., PAGANO, N.J. **Elasticity – Tensor, Dyadic, and Engineering Approaches**. Dover Publications, Nova Iorque; p. 2 -3. 1992.

DINIS DA GAMA, C. O relatório geotécnico e a sua importância para o projecto de túneis. In: **6º Congresso Nacional de Geotecnia, IST, Lisboa**. 1997. p. 897-904.

DUNCAN, F. M. E. Numerical modeling of yield zones in weak rocks in comprehensive rock engineering. **Rock Mechanics and Mining Sciences**, v. 36, n. 6, p. 777-809, 1993.

FERNÁNDEZ, J. M. G. Caracterización geotécnica de macizos rocosos. **Manual de túneles y obras subterráneas**, p. 143-181, 1997.

FERREIRA, G. **Estudo de estabilidade e tensões *in situ* na extração de rochas ornamentais no município de Santo Antônio de Pádua**. 2004. Tese de Doutorado. Dissertação de Mestrado (Engenharia Civil–Geotecnia), Campos dos Goytacazes–RJ, Universidade Estadual do Norte Fluminense–UENF, 145p. Disponível em: <http://www.uenf.br/Uenf/Downloads/LECIV_1693_1122581689.pdf>. Acesso em: 01 dez. 2018.

GOMES, D. A. P. **Gestão de riscos na construção de túneis e obras subterrâneas**. 2012. Dissertação de Mestrado (Engenharia Civil), Instituto Superior de Engenharia de Lisboa – ISEL, 85p. Disponível em: <<https://repositorio.ipl.pt/bitstream/10400.21/2095/1/Disserta%C3%A7%C3%A3o.pdf>>. Acesso em: 03 nov. 2018.

HARRISON, J. P. HUDSON, J. A. 2000. **Engineering rock mechanics**. Disponível em: <<https://www.techbooksyard.com/download/2017/09/engineering%20rock%20mechanics%20part%202%20illustrative%20worked%20examples.pdf>>. Acesso em: 03 nov. 2018.

HOEK, E.; BROWN, E. T. Practical estimates of rock mass strength. **International journal of rock mechanics and mining sciences**, v. 34, n. 8, p. 1165-1186, 1997.

HOEK, E.; BROWN, E. T. Empirical strength criterion for rock masses. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 106, n. ASCE 15715, 1980a.

HOEK, E.; BROWN, E. T. Underground excavations in rock. CRC Press, 1980b.

HOEK, E. Strength of rock and rock masses. **ISRM News Journal**, v. 2, n. 2, p. 4-16, 1994.

HOEK, E. Tunnel support in weak rock. In: Keynote address, **Symposium of Sedimentary Rock Engineering**, Taipei, Taiwan. 1998. Disponível em: <<https://www.rocscience.com/assets/resources/learning/hoek/1998-Tunnel-Support-in-Weak-Rock.pdf>> Acesso em: 05 ago. 2019.

HOEK, E. Support for very weak rock associated with faults and shear zones. In: **Rock support and reinforcement practice in mining**. Routledge, 1999. p. 19-32. Disponível em: <<https://www.rocscience.com/assets/resources/learning/hoek/Support-for-Very->

[Weak-Rock-Associated-with-Faults-and-Shear-Zones-1999.pdf](#)>. Acesso em: 02 jul. 2018.

HOEK, E. **Rock mass properties of underground mines**. In: *Underground Mining Methods: Engineering Fundamentals and International Case Studies*. (Edited by W.A. Hustrulid and R.L. Bullock, Littleton, Colorado: Society for Mining, Metallurgy and Exploration (SME), p. 474 -481, 2001.

HOEK, E. **Practical rock engineering**. 2007. Disponível em: <<https://www.rocscience.com/assets/resources/learning/hoek/Practical-Rock-Engineering-Full-Text.pdf>>. Acesso em: 07 dez. 2018.

HOEK, E.; CARRANZA-TORRES, C.; CORKUM, B. Hoek-Brown failure criterion-2002 edition. **Proceedings of NARMS-Tac**, v. 1, n. 1, p. 267-273, 2002. Disponível em: <<http://photo.jlwu.idv.tw/~enggeo/rocklaboratory/101/HOEK-BROWN.pdf>>. Acesso em: 10 dez. 2018.

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

HOEK, E; KARZULOVIC, Antonio. Rock mass properties for surface mines. **Slope Stability in Surface Mining, WA Hustrulid, MK McCarter and DJA van Zyl, Eds, Society for Mining, Metallurgical and Exploration (SME), Littleton, CO**, p. 59-70, 2000.

HOEK, E.; WOOD, D.; SHAH, S. A modified Hoek–Brown failure criterion for jointed rock masses. In: **Rock Characterization: ISRM Symposium, Eurock'92, Chester, UK, 14–17 September 1992**. Thomas Telford Publishing, 1992. p. 209-214.

KANJI, M. A. Estabilidade de taludes rochosos em obras civis. In: **COBRAMSEG 2006–III Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia. ABMS, Curitiba, BRASIL**. 2006.

LAMAS, P. C. Estudos Geotécnicos para obras de Engenharia-Ensaios de rochas em laboratório. **Cursos de sensibilização, CEGSA, Santo André**, v. 29, p. 17, 1993.

LI, C. C. Disturbance of mining operations to a deep underground workshop. **Tunnelling and underground space technology**, v. 21, n. 1, p. 1-8, 2006.

LUNNE, T.; ROBERTSON, P. K.; POWELL, J. M. Cone Penetrometer Testing in geotechnical practice. **London: Blackie Academic and Professional**, 1997.

MAIA, J. A. C. **Modelagem probabilística da zona plástica de obras subterrâneas em meios rochosos**. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-040/07,

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 161 p. 2007. Disponível em: <<https://www.geotecnia.unb.br/downloads/teses/040-2007.pdf>> Acesso em: 12 out. 2018.

MAIA, P. A. S. *et al.* **Sobre o uso do GSI na avaliação do efeito da variabilidade do maciço no dimensionamento de túneis.** Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto - FEUP, Porto, Portugal. 2011. Disponível em: <<https://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/62040/1/000149350.pdf>> Acesso em: 12 out. 2018.

MALMGREN, L.; NORDLUND, E. Behaviour of shotcrete supported rock wedges subjected to blast-induced vibrations. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, v. 43, n. 4, p. 593-615, 2006.

NUNES, A.L.L.S. Mecânica das Rochas Aplicada, In: Notas de Aula da Disciplina de Estudos Especiais em Engenharia Civil, COPPE / UFRJ, Rio de Janeiro – RJ. 2000.

PADULA, R. C. **Determinação de fatores de correlação a partir da caracterização do maciço rochoso na mina de Cuiabá-Cabará/MG.** Dissertação de Mestrado, Escola de Minas, Núcleo de Geotecnia – NUGEO, Universidade Federal de Ouro Preto – UFOP, Ouro Preto, MG. 2016. Disponível em: <https://nugeo.ufop.br/uploads/nugeo_2014/teses/arquivos/dissertacao-rodriigo-padula-versao-final.pdf> Acesso em: 17 out. 2018.

POTVIN, Y.; DIGHT, P.; WESSELOO, J. **Some pitfalls and misuse of rock mass classification systems for mine design.** Journal of the Southern African Institute of Mining and Metallurgy, v.112, 2012.

SANTOS, V. J. S. Gestão de risco geotécnico na construção de túneis em maciços rochosos. Dissertação de Doutorado, Departamento de Ciências da Terra, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Portugal. 2016. Disponível em: <https://run.unl.pt/bitstream/10362/19628/1/Santos_2016.pdf> Acesso em: 23 nov. 2018.

SAKURAI, S. Displacement measurements associated with the design of underground openings. **Proc. Int. Sympo. Field Measurements in Geomechanics**, v. 2, p. 1163-1178, 1983.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaios de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações: 2ª edição.** Oficina de Textos, 2012.

SILVA, B. C. R. **Aplicabilidade e limitações do método de convergência-confinamento em projetos de escavações subterrâneas**. Dissertação de Mestrado, Escola de Minas, Núcleo de Geotecnia – NUGEO, Universidade Federal de Ouro Preto – UFOP, Ouro Preto, MG. 2015. Disponível em: <https://www.repositorio.ufop.br/bitstream/123456789/5795/1/DISSERTA%c3%87%c3%83O_AplicabilidadeLimita%c3%a7%c3%b5esM%c3%a9todo.pdf> Acesso em: 05 ago. 2019.

SILVA, B. M. S. **O ajuste do modelo de Hoek-Brown ao longo do traçado de um túnel, em função do GSI medido**. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto - FEUP, Porto, Portugal. 2009. Disponível em: <<https://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/57880/1/000137829.pdf>>. Acesso em: 04 dez. 2018.

SILVA, J. M. Estabilidade de Escavações Subterrâneas- Ancoragens. DEMIN-EM-UFOP, 2019.

SILVA, J. M. Estabilidade de Escavações Subterrâneas- Suportes Descontínuos. DEMIN-EM-UFOP, 2016a.

SILVA, J. M. Estabilidade de Escavações Subterrâneas- Tensões ao redor de escavações subterrâneas. DEMIN-EM- UFOP. 2016b.

SILVA, J. M. Sustentação de Escavações Subterrâneas Civas e de Mineração. **Revista In The Mine**, ed. 73, p. 31-33, 2018. Disponível em: <<https://www.inthemine.com.br/site/sustentacao-de-escavacoes-subterraneas-civis-e-de-mineracao/>> Acesso em: 07 dez. 2018.

SONG, H. W.; LU, S. M. Repair of a deep-mine permanent access tunnel using bolt, mesh and shotcrete. **Tunnelling and Underground Space Technology**, v. 16, n. 3, p. 235-240, 2001.

TORRES DA SILVA, C. *et al.* **Modelo para análise de tensões gravitacionais a partir de características geomecânicas dos maciços rochosos**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Mineral, Universidade Federal de Pernambuco - UFPE. 2008. Disponível em: <https://repositorio.ufpe.br/bitstream/123456789/5030/1/arquivo3327_1.pdf> Acesso em: 15 ago. 2018

WAHLSTROM, E. E. Tunneling in Rock. *Development in Geotechnical Engineering* 3, p.250, 1973.

II. Banco de dados base para desenvolvimento da curva característica do maciço e reação de suporte do Gráfico 1

Parâmetro	Cálculos									Total										
sig3	1,00E-10	0,179	0,357	0,536	0,714	0,893	1,071	1,250	5,000											
sig1	0	0,764	1,206	1,591	1,945	2,280	2,601	2,911	13,298											
sig3sig1	0	0,136	0,431	0,852	1,389	2,036	2,787	3,639	11,270											
sig3sq	0	0,032	0,128	0,287	0,510	0,797	1,148	1,563	4,464											
Gráfico 1																				
Convergência do túnel ui (m) =	2,855248	0,908027	0,452504	0,271352	0,180242	0,127928	0,095276	0,073735	0,058985	0,048637	0,041279	0,035092	0,028904	0,022717	0,016529	0,010341	0,004154			
Convergência do túnel (%) =	28,55248	9,08027	4,52504	2,713521	1,802418	1,279275	0,952759	0,737353	0,589849	0,486371	0,412793	0,350917	0,289042	0,227166	0,165291	0,103415	0,041539			
Pressão de suporte pi (MPa) =	0	0,224937	0,449874	0,674811	0,899748	1,124685	1,349622	1,574559	1,799496	2,024433	2,24937	2,474307	2,699244	2,92418	3,149117	3,374054	3,598991			
Raio da zona plástica rp (m) =	35,3979	20,23822	14,54161	11,49012	9,567567	8,236312	7,255432	6,500178	5,899211	5,40866	5	5	5	5	5	5	5			
Espessura da zona plástica (m) =	30,3979	15,23822	9,541614	6,490115	4,567567	3,236312	2,255432	1,500178	0,899211	0,40866	0	0	0	0	0	0	0			
Cálculo reação de suporte																				
Convergência do túnel (%) =	8	9,35	28,55248																	
pi do suporte (Mpa) =	0	0,5192	0,5192																	

Fórmula nas células (algumas ainda não descritas anteriormente):

$mb = mi \cdot \text{EXP}((GSI-100)/(28-14 \cdot fatD))$
 $s = SE(GSI > 25; \text{EXP}((GSI-100)/(9-3 \cdot fatD)); 0)$
 $a = SE(GSI > 25; 0,5; 1/2 + 1/6 \cdot (\text{EXP}(-GSI/15) - \text{EXP}(-20/3)))$
 $sig3 = \text{Inicia em } 1E-10 \text{ (para evitar ERRO - zero) e aumenta em 7 etapas de } sigci/28 \text{ até } 0,25 \cdot sigci$
 $sig1 = sig3 + sigci \cdot (((mb \cdot sig3)/sigci) + s)^a$
 $k = (totalsig3sig1 - (totalsig3 \cdot totalsig1)/8) / (totalsig3sq - (totalsig3^2)/8)$
 $phi = \text{ASEN}((k-1)/(k+1)) \cdot 180/PI()$
 $coh = (sigcm \cdot (1 - \text{SIN}(phi \cdot PI()/180))) / (2 \cdot \text{COS}(phi \cdot PI()/180))$
 $sigcm = totalsig1/8 - k \cdot totalsig3/8$
 $E = SE(sigci > 100; 1000 \cdot (1 - fatD/2) \cdot 10^{((GSI-10)/40)}; 1000 \cdot (1 - fatD/2) \cdot \text{RAIZ}(sigci/100) \cdot 10^{((GSI-10)/40)})$
 $pcr = (2 \cdot po - sigcm) / (k+1)$
 $rp = SE(pi < pcr; 0,5 \cdot D \cdot (2 \cdot (po \cdot (k-1) + sigcm) / ((1+k) \cdot ((k-1) \cdot pi + sigcm)))^{1/(k-1)}; D/2)$
 $ui = SE(rp > D/2; D \cdot ((1+mu)/E) \cdot (2 \cdot (1-mu) \cdot (po - pcr) \cdot ((rp/(0,5 \cdot D))^2) - (1-2 \cdot mu) \cdot (po - pi)); D \cdot (1+mu) \cdot (po - pi)/E)$
 $\epsilon = ui \cdot 10$

A pressão fornecida pelo suporte é zero na convergência inicial ($ui=5\%$), que é a deformação (lembrando que 1/3 de ϵ já ocorreu) na qual o suporte é instalado. A pressão máxima de suporte é alcançada quando a convergência do túnel é igual à convergência inicial mais a tensão máxima média do sistema de suporte. Assume-se que o suporte rompe plasticamente e que a pressão máxima de suporte permanece constante após o suporte atingir sua capacidade máxima.

III. Banco de dados base para desenvolvimento da curva característica do maciço e reação de suporte do Gráfico 2

Gráfico 2																		
Convergência do túnel ui (m) =	0,896591	0,595315	0,392567	0,25676	0,166283	0,106382	0,067017	0,041376	0,024855	0,014352	0,007789	0,003782	0,001412	7,53941E-05	-0,00062	-0,00093	-0,00102	
Convergência do túnel ε (%) =	17,93182	11,9063	7,851334	5,135207	3,325656	2,127635	1,340336	0,827521	0,49709	0,287032	0,155783	0,075638	0,028238	0,001507882	-0,01243	-0,01865	-0,02039	
Pressão de suporte pi (MPa) =	0	0,229354	0,458707	0,688061	0,917415	1,146769	1,376122	1,605476	1,83483	2,064183	2,293537	2,522891	2,752245	2,981598343	3,210952	3,440306	3,669659	
Raio da zona plástica rp (m) =	22,50968	19,67733	14,58979	11,65208	9,730728	8,372146	7,358588	6,572231	5,943635	5,429167	5	5	5	5	5	5	5	
Espessura da zona plástica (m) =	17,50968	14,67733	9,589786	6,652078	4,730728	3,372146	2,358588	1,572231	0,943635	0,429167	0	0	0	0	0	0	0	
Cálculo reação de suporte																		
Convergência do túnel (%) =	8	9,35	17,93182															
pi do suporte (Mpa)=	0	0,5192	0,519186															

Fórmula nas células :

$$mb = mi * EXP((GSI-100)/(28-14*fatD))$$

$$s = EXP((GSI-100)/(9-3*fatD))$$

$$a = 1/2 + 1/6 * (EXP(-GSI/15) - EXP(-20/3))$$

$$sig3max = sigcm * (0,47 * (sigcm/y * z)^{-0,94}) * 10000$$

$$sig3n = sig3max / sigci$$

$$phi = ASEN((6*a*mb*(s+mb*sig3n)^{(a-1)}) / (2*(1+a)*(2+a) + 6*a*mb*(s+mb*sig3n)^{(a-1)})) * 180 / PI()$$

$$coh = ((sigci * ((1+2*a)*s + (1-a)*mb*sig3n) * (s+mb*sig3n)^{(a-1)}) / (((1+a)*(2+a)*RAIZ(1 + ((6*a*mb*(s+mb*sig3n)^{(a-1)} / ((1+a)*(2+a)))))))$$

$$k = (1 + SEN(phi * PI() / 180)) / (1 - SEN(phi * PI() / 180))$$

$$pcr = (2 * po - sigcm) / (k + 1)$$

$$rp = SE(pi=0; ro * ((1,25 - 0,625 * (pi/po)) * (sigcm/po)^{(pi/po - 0,57)}); SE(pi < pcr; ro * ((2 * (po * (k-1) + sigcm)) / ((1+k) * ((k-1) * pi + sigcm)))^{1/(k-1)}); ro))$$

$$E = SE(sigci > 100; 1000 * (1 - fatD/2) * 10^{((GSI-10)/40)}; 1000 * (1 - fatD/2) * RAIZ(sigci/100) * 10^{((GSI-10)/40)})$$

$$ui = ro * ((0,2 - 0,25 * (pi/po)) * (sigcm/po)^{(2,4 * (pi/po - 2)}) / 100$$

$$\epsilon = (ui/ro) * 100$$

A pressão fornecida pelo suporte é zero na convergência inicial ($u_{i0}=5\%$), que é a deformação (lembrando que $1/3$ de ϵ já ocorreu) na qual o suporte é instalado. A pressão máxima de suporte é alcançada quando a convergência do túnel é igual à convergência inicial mais a tensão máxima média do sistema de suporte. Assume-se que o suporte rompe plasticamente e que a pressão máxima de suporte permanece constante após o suporte atingir sua capacidade máxima.

