

**COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS DE PROJETO DE TÚNEIS EM MACIÇOS  
FRATURADOS**

**FREDERICO VEIGA RIBEIRO GONÇALVES**

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM ENGENHARIA CIVIL

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**

FACULDADE DE TECNOLOGIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

BRASÍLIA / DF: JUNHO – 2018

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**  
**FACULDADE DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS DE PROJETO DE**  
**TÚNEIS EM MACIÇOS FRATURADOS**

**FREDERICO VEIGA RIBEIRO GONÇALVES**

**ORIENTADOR: ANDRÉ PACHECO DE ASSIS**

**MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM ENGENHARIA**  
**CIVIL**

**BRASÍLIA / DF: JUNHO-2018**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**  
**FACULDADE DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS DE PROJETO DE**  
**TÚNEIS EM MACIÇOS FRATURADOS**

**FREDERICO VEIGA RIBEIRO GONÇALVES**

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.

**APROVADA POR:**

---

**Prof. André Pacheco de Assis, PhD (UnB)**  
**(ORIENTADOR)**

---

**Prof. Luís Fernando Martins Ribeiro, DSc (UnB)**  
**(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**Vinícius Resende Domingues, MSc (DNIT)**  
**(EXAMINADOR EXTERNO)**

BRASÍLIA/DF, 29 de junho de 2018

## FICHA CATALOGRÁFICA

GONÇALVES, FREDERICO VEIGA RIBEIRO

**Comparação Entre Métodos de Projeto de Túneis em Maciços Fraturados**  
[Distrito Federal] 2018.

xvi. 78 p, 297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Civil, 2017)  
Monografia de Projeto Final - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.  
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

- |                        |                                |
|------------------------|--------------------------------|
| 1. Mecânica das Rochas | 2. Classificações Geomecânicas |
| 3. Métodos Numéricos   | 4. Maciços Fraturados          |
| I. ENC/FT/UnB          | II. Título (Bacharel)          |

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

GONCALVES, F.V.R. (2018). Comparação Entre Métodos de Projeto de Túneis em Maciços Fraturados. Monografia de Projeto Final em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 78 p.

## CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Frederico Veiga Ribeiro Gonçalves.

TÍTULO: Comparação Entre Métodos de Projeto de Túneis em Maciços Fraturados. GRAU:  
Bacharel em Engenharia Civil ANO: 2018

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta monografia de Projeto Final e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta monografia de Projeto Final pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

---

Frederico Veiga Ribeiro Gonçalves  
SHIN QI: 16, Conjunto: 5, Casa: 10, Lago Norte  
CEP: 71.530-250 Brasília – DF – Brasil  
e-mail: [frederico.vrg@gmail.com](mailto:frederico.vrg@gmail.com)

## AGRADECIMENTOS

Primeiramente quero agradecer aos meus pais, Carlos Frederico Ribeiro Gonçalves e Regina Esther Martins de Oliveira Veiga por tudo que fizeram por mim mesmo que no momento eu não compreendesse, sempre me apoiando e me fornecendo as melhores oportunidades possíveis, sem eles nada seria possível. Quero também agradecer à minha irmã Victoria Veiga Ribeiro Gonçalves por me ajudar sempre que precisei.

Aos amigos, Eduardo de Oliveira dos Santos e Bruno Ferreira de Oliveira Costa por serem bússolas morais e me ensinarem valores inestimáveis que eu não poderia ter aprendido de nenhuma outra maneira. Surik Neython Duque Nichols por sempre me fornecer conselhos responsáveis e valiosos. Ian Moreira Ribeiro por mostrar um novo ponto de vista sobre a vida. Jonas Yamashita de Farias pelos momentos de descontração. Jorge Mateus Ribeiro Santos que me mostrou que com dedicação não existem desafios grande demais. Gustavo Rodrigues Miranda Louzeiro pelas risadas em momentos difíceis. Os irmãos Felipe e Tiago Tarquinio de Oliveira pela amizade e pelos cafés que me pagaram. Ana Borges Costa por me mostrar que é possível ser extremamente responsável e igualmente divertida. Ainda às famílias desses meus amigos que em diversos momentos me acolheram e forneceram conselhos. E muitos outros que foram essenciais e sem eles não seria possível a conclusão desse trabalho.

Ao meu orientador Professor André Pacheco de Assis muito obrigado por todas as vezes que respondeu meus questionamentos, a orientação nesse trabalho e durante as aulas. Agradeço ainda por mostrar em suas aulas um lado da engenharia que não aprendemos em outras disciplinas e de uma forma que desperta a curiosidade e a sede por conhecimento. Também gostaria de agradecer o professor Luís Fernando Martins Ribeiro, por me dar a oportunidade de entrar em contato com laboratório e pesquisa desde o início da graduação. E ao professor Marcio Muniz de Farias pelas oportunidades de continuar pesquisando, incentivar a busca pelo conhecimento científico e pelo apoio. À Leandro Lima Rasmussem pelo apoio e a recomendação de tantos artigos os quais agregaram muito a esse trabalho. E a todos os professores que me motivaram a ser um aluno melhor.

E especialmente ao meu maior companheiro, Kiko, que deixa saudades.

# COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS DE PROJETO DE TÚNEIS EM MACIÇOS FRATURADOS

## RESUMO

A exploração do espaço subterrâneo está se tornando uma solução cada vez mais viável para uma ampla gama de problemas, como: superar obstáculos topográficos, renovação de centros urbanos e mineração. O trabalho aqui apresentado irá relatar sobre métodos, empíricos (classificações geomecânicas) e racionais (modelagem computacional), de projeto túneis em rocha considerados da boa prática da engenharia. Também será feita uma revisão dos métodos numéricos usados na simulação do comportamento do maciço, serão vistos os métodos usados atualmente e abordagens que prometem ser o futuro da mecânica das rochas. Com os conhecimentos obtidos será dimensionada uma seção de um túnel no entorno de Florianópolis (SC). Dando enfoque especial para a influência de parâmetros de difícil determinação (tensões *in situ* e persistências das descontinuidades) no comportamento do maciço, de forma a projetar um sistema de suporte que preze pela economia assim como pela segurança, levando em conta as incertezas inerentes na prática de Mecânica das Rochas.

**Palavras-chave:** Mecânica das Rochas; Classificações Geomecânicas; Investigações de Campo e Laboratório; Modelagem Computacional; Túnel Rodoviário; Maciço Fraturado.

# **COMPARISON BETWEEN TUNNEL DESIGN METHODS IN FRACTURED ROCK MASSES**

## **ABSTRACT**

Exploring underground space is becoming an increasingly viable solution to a wide range of problems, such as: overcoming topographical obstacles, urban renewal and mining. The work presented here will report on methods, empirical (geomechanical classifications) and rational (computational modeling), of designing rock tunnels considered of good engineering practice. The numerical methods used in the simulation of the behavior of the rock mass, will be reviewed, the methods currently used and approaches that promise to be the future of rock mechanics will be seen. With the obtained knowledge will be dimensioned a section of a tunnel in the surroundings of Florianópolis (SC). Giving a special focus on the influence of parameters of difficult determination (in situ tensions and persistence of discontinuities) on the mass behavior, in order to design a support system that values economics as well as security, taking into account the inherent uncertainties in practice of Mechanics of Rocks.

**Key words:** Rock Mechanics; Geomechanical Classifications; Field and Laboratory Investigations; Computational modeling; Road Tunnel; Fractured Rock Mass.

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1. MOTIVAÇÃO .....	1
1.2. OBJETIVOS.....	2
1.3. ESCOPO.....	2
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>4</b>
2.1. ANÁLISE DO MACIÇO ROCHOSO .....	4
2.1.1. CLASSIFICAÇÃO DE TERZAGHI .....	6
2.1.2. RQD (ROCK QUALITY DESIGNATION) .....	8
2.1.3. RMR (ROCK MASS RATING SYSTEM).....	9
2.1.4. SISTEMA Q (ROCK TUNNELING QUALITY INDEX) .....	11
2.1.5. GSI (GEOLOGICAL STRENGTH INDEX) .....	14
2.1.6. MEIO ANISOTRÓPICO.....	20
2.2. MÉTODOS NUMÉRICOS .....	23
2.2.1. MEIO CONTÍNUO .....	24
2.2.2. MEIO DESCONTÍNUO .....	25
2.2.3. MODELOS HÍBRIDOS .....	28
2.3. PARÂMETROS .....	29
2.3.1. ROCHA INTACTA.....	30
2.3.2. DESCONTINUIDADES .....	30
2.3.3. ESTADO DE TENSÕES .....	34
2.4. SISTEMA DE SUPORTE.....	37
<b>3. METODOLOGIA .....</b>	<b>41</b>
3.1. ESTUDO DE CASO .....	41

3.2. OBTENÇÃO DE PARÂMETROS .....	43
3.2.1. ROCHA INTACTA.....	43
3.2.2. DESCONTINUIDADES .....	45
3.2.3. ESTADO DE TENSÕES .....	49
3.2.4. SISTEMA DE SUPORTE.....	49
3.3. CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA .....	51
3.4. MODELAGEM NUMÉRICA.....	52
3.4.1. UNWEDGE.....	52
3.4.2. RS <sup>2</sup> .....	54
3.4.3. COMPATIBILIZAÇÃO DO SISTEMA DE SUPORTE .....	57
<b>4. RESULTADOS.....</b>	<b>59</b>
4.1. CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA .....	59
4.2. MODELAGEM NUMÉRICA.....	61
4.2.1. UNWEDGE.....	61
4.2.2. RS <sup>2</sup> .....	64
4.2.3. SISTEMA DE SUPORTE.....	68
<b>5. CONCLUSÕES .....</b>	<b>72</b>
5.1. FATOR DE SEGURANÇA X VARIAÇÃO DE PARÂMETROS .....	72
5.2. SISTEMA DE SUPORTE.....	73
5.3. SUGESTÕES PARA ESTUDOS FUTUROS .....	74
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>76</b>

## LISTA DE TABELAS

<b>Tabela</b>	<b>Página</b>
Tabela 3.1 – Parâmetros da rocha intacta e do maciço rochoso utilizados na modelagem computacional obtidos no software RocData.....	44
Tabela 3.2 - Determinação do Parâmetro JCS, de Barton & Choubey (1977), a partir do grau de alteração do maciço.....	47
Tabela 3.3 - Parâmetros das descontinuidades utilizados na Classificação Geomecânica e Modelagem computacional.....	48
Tabela 3.4 – Parâmetros utilizados no sistema de suporte.....	51
Tabela 3.5 - Parâmetros de resistência ao cisalhamento entre blocos, obtidos de acordo com NGI (2015), utilizados na Classificação Geomecânica.....	51
Tabela 3.6 – Modelos construídos com o Software UnWedge.....	52
Tabela 3.7 - Identificação nos blocos no perímetro da abertura e nas frentes da escavação. ..	53
Tabela 3.8 – Modelos construídos com o Software RS <sup>2</sup> .....	55
Tabela 4.1 - Resumo dos resultados obtidos com o Software RS <sup>2</sup> .....	64
Tabela 4.2 – Sistema de suporte adotado em cada caso.....	69
Tabela 4.3 - Deslocamentos máximos em cada estágio de aplicação do sistema de suporte...	69

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura</b>	<b>Página</b>
Figura 2.1 - Efeito escala na anisotropia do maciço rochoso (Hoek, 1999 Modificado).....	5
Figura 2.2 - Esquema simplificado do movimento do maciço em direção ao túnel, Hoek & Brown (1980). .....	7
Figura 2.3 - Processo para medir e calcular o RQD (modificado - Bieniawski, 1989).....	8
Figura 2.4 – Ábaco de classificação do Sistema GSI (Hoek, 1999 – Modificado).....	16
Figura 2.5 - Ábaco auxiliar de classificação do Sistema GSI (Hoek, 1999 – Modificado). ....	17
Figura 2.6 - Amostra com a formação de discos (Hoek, 2006). .....	20
Figura 2.7 - Esquema simplificado do comportamento mecânico do método BPM: (a) Rigidez à tensão de cisalhamento e normal do contato entre partículas ( $k_s$ e $k_n$ , respectivamente) e rigidez da ligação ( $k_s$ e $k_n$ ), por unidade de área; (b) Comportamento do modelo sob tensões de cisalhamento e de tração. (Modificado - Lisjak e Grasselli, 2014). .....	26
Figura 2.8 - Forças atuantes em modelos usando (a) Diagrama de Vorunoi. (b) BPM. (Ghazvinian et al. 2014). .....	27
Figura 2.9 - Modelo com anisotropia gerado com diagramas de Vorunoi (Ghazvinian et al. 2014).....	28
Figura 2.10 - Esquema simplificado do comportamento mecânico do método FDEM: (a) Representação de um modelo contínuo usando elementos coesivos intercalados por uma malha de elementos triangulares; (b) Comportamento do modelo sob tensões de cisalhamento e de tração. (Modificado - Lisjak e Grasselli, 2014). .....	29
Figura 2.11 - Variação da tensão vertical com a profundidade (Hoek & Brown em 1980 modificado por Armelin, 2010).....	35
Figura 2.12 - Variação de $k$ – relação entre a tensão horizontal média e a tensão vertical com a profundidade (Hoek & Brown em 1980 modificado por Armelin, 2010). .....	36
Figura 2.13 – Influência da topografia na direção e magnitude das tensões in situ (Goodman, 1989).....	37
Figura 2.14 – Alguns mecanismos de suportes desenvolvidos no concreto projetado (Brady & Brown, 2006 – Modificado). .....	40

Figura 3.1 – Localização do Túnel.....	41
Figura 3.2 – Seção Tipo proposta para a escavação.....	42
Figura 3.3 - Envoltória de Ruptura Hoek & Brown e Mohr-Coulomb obtidas com software RocData. ....	45
Figura 3.4 – Descontinuidades agrupadas em famílias, obtida com o software DIPS.....	46
Figura 3.5 – Relações entre $j_r$ (Sistema Q) e $JRC_n$ para amostras de 200 mm e 1000 mm (Barton & Bandis, 1990 – Modificado).....	48
Figura 3.6 – Modelos construídos no software UnWedge. (a) e (b) representam modelos com as persistências calculadas com a Equação 3.1 desenvolvida por Vakili et al. (2014); (c) e (d) representam modelos com as persistências infinitas. ....	53
Figura 3.7 - Modelos criados com o Software RS <sup>2</sup> com persistências calculadas com a Equação 3.1, desenvolvida por Vakili et al. (2014), multiplicadas pelos seguintes fatores: (a) 1, (b) 10 e (c) 50. ....	56
Figura 3.8 – Sistema de suporte inserido nos modelos criados com o Software RS <sup>2</sup> com persistências calculadas com a Equação 3.1, desenvolvida por Vakili et al. (2014), multiplicadas pelos seguintes fatores: (a) 1, (b) 10 e (c) 50. ....	58
Figura 4.1 - Ábaco de suporte do Sistema Q (NGI, 2015 – Modificado). ....	59
Figura 4.2 – Esquema de arco reforçado de concreto projetado de camada simples (NGI, 2015 – Modificado).....	60
Figura 4.3 – Influência das Persistências no peso dos blocos.....	61
Figura 4.4 – Efeito da variação das dimensões no fator de segurança para os quatro casos simulados no software UnWedge.....	62
Figura 4.5 – Variação do Fator de Segurança para cada um dos quatro casos simulados no software UnWedge para persistências, calculadas através da Equação 3.1 desenvolvida por Vakili et al. (2014), multiplicadas por fatores de: (a) 1, (b) 10 e (c) 50. ....	63
Figura 4.6 – Legenda adotada nas simulações utilizando o software RS <sup>2</sup> . ....	64
Figura 4.7 – Fator de Segurança para diferentes arranjos de tensões in situ para modelos com as persistências das descontinuidades obtidas através da Equação 3.1, desenvolvida por Vakili et al. (2014). ....	65
Figura 4.8 - Fator de Segurança para diferentes arranjos de tensões in situ para modelos com as persistências das descontinuidades obtidas através da Equação 3.1, desenvolvida por Vakili et al. (2014) multiplicadas por um fator de 10. ....	66

Figura 4.9 - Fator de Segurança para diferentes arranjos de tensões in situ para modelos com as persistências das descontinuidades obtidas através da Equação 3.1, desenvolvida por Vakili et al. (2014) multiplicadas por um fator de 50. ....	67
Figura 4.10 – Fator de Segurança após a inserção do 3º estágio do sistema de suporte nos casos: (a) ii, (b) vi e (c) viii. ....	70
Figura 4.11 – Fator de Segurança após a inserção completa do sistema de suporte nos casos: (d) ii, (e) vi e (f) viii. ....	71

## LISTA DE SÍMBOLOS

<b>Símbolo</b>	<b>Significado</b>
$a$	Constante do material do critério de ruptura Hoek-Brown
<i>ANTT</i>	Agência Nacional de Transportes Terrestres
<i>BEM</i>	<i>Boundary Element Method</i>
<i>BPM</i>	<i>Bonded-Particle Model</i>
$b_w$	Largura do elemento de concreto
$d$	Espessura do elemento de concreto
<i>DE</i>	Dimensão Efetiva
<i>DEM</i>	<i>Discrete Element Method</i>
<i>DFN</i>	<i>Discrete Fracture Network</i>
$E$	Módulo de deformabilidade
$E_m$	Módulo de deformação <i>in situ</i>
<i>ESR</i>	<i>Excavation Support Ratio</i>
$f_{ck}$	Resistência à compressão do concreto
<i>FDEM</i>	<i>Finite-Discrete Element Method</i>
<i>FDM</i>	<i>Finite Difference Method</i>
<i>FEM</i>	<i>Finite Element Method</i>
FS	Fator de Segurança
$g$	Aceleração da gravidade
<i>GSI</i>	Valor numérico do sistema <i>GSI</i>
$H_t$	Altura do túnel
$j_a$	Alteração da face das descontinuidades
$Jcond_{89}$	Condição das descontinuidades de Bieniawski (1989)
JCS	Joint Wall Compressive Strength
$j_n$	Número de famílias de descontinuidades
$j_r$	Rugosidade das faces dos blocos constituintes do maciço
JCR	Joint Roughness Coefficient
$JCR_n$	Coefficiente de rugosidade das descontinuidades para blocos de tamanho $n$

$j_v$	Número de descontinuidades por m <sup>3</sup>
$j_w$	Condições de água no maciço
$k$	Relação entre a tensão horizontal média e a tensão vertical
$k_n$	Rigidez à tensão de tração do contato entre partículas (DEM)
$\bar{k}_n$	Rigidez à tensão de tração da ligação entre partículas (DEM)
$k_s$	Rigidez à tensão de cisalhamento do contato entre partículas (DEM)
$\bar{k}_s$	Rigidez à tensão de cisalhamento da ligação entre partículas (DEM)
$m_i$	Constante do critério de ruptura Hoek & Brown
<i>PDE</i>	<i>Partial Differential Equations</i>
$Q$	Valor numérico do sistema Q
<i>RMR</i>	Valor numérico do sistema RMR
<i>RQD</i>	<i>Rock Quality Designation</i>
$s$	Constante do material do critério de ruptura Hoek-Brown
$S_f$	Espaçamento entre fraturas medido ao longo de uma linha
<i>SRF</i>	<i>Stress Reduction Factor</i>
$V_C$	Parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça
$V_{Rd2}$	Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto
$V_{Sd}$	Força cortante solicitante de cálculo
$V_{Sw}$	Parcela resistida pela armadura transversal no elemento de concreto
$z$	Profundidade
$z_i$	Espessura da camada de rocha $i$
$\gamma$	Peso específico
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$\rho_i$	Densidade específica da camada de rocha $i$
$\sigma_c$	Resistência à compressão uniaxial
$\sigma_{ci}$	Resistência à compressão uniaxial da rocha intacta
$\sigma_n$	Tensão normal
$\sigma_z$	Tensão vertical
$\sigma_1$	Tensão principal maior

$\sigma_3$	Tensão principal menor
$\tau$	Resistência ao cisalhamento
$\varphi_r$	Ângulo de atrito residual

# 1. INTRODUÇÃO

A tendência mundial é o aumento de obras subterrâneas, tanto em zonas urbanas quanto rurais. Em zonas urbanas a superfície é considerada área nobre e deve ser utilizada para funções que aumentem a qualidade de vida de seus cidadãos, como parques. Serviços públicos como rede de distribuição de água e esgoto, cabeamento elétrico e telefônico; armazenamento de água, gás e estacionamentos; transporte local (metrô) e interurbano (rodovias e ferrovias) podem ser deslocados para o subsolo, (ITA, 2000). O sistema de transporte das grandes cidades também segue essa tendência com o aumento de investimentos no sistema de metrô e construção de vias expressas subterrâneas.

Fora de áreas urbanas a tendência de obras no subsolo também pode ser observada. Túneis rodoviários tem menor impacto ambiental do que estradas de superfície. A previsão é que até 2050 metade das minas mundiais sejam subterrâneas (atualmente apenas 1% no Brasil e 20% no mundo das minas não são de superfície) essa mudança ocorre devido ao esgotamento do minério de superfície e o aumento da consciência ambiental da sociedade que restringe a concessão de minas de superfície, (Assis, 2017).

Contudo, apesar dos avanços na área de mecânica das rochas nas últimas décadas ainda há muito trabalho para compreender integralmente as características que regem o comportamento do maciço rochoso, de forma a eliminar, com segurança, a quantidade de suporte necessária, (Kaiser, 2017).

## 1.1. MOTIVAÇÃO

Devido a tendência do aumento de obras subterrâneas e às lacunas de conhecimento ainda existentes na disciplina de mecânica das rochas foi escolhido o presente tema, que consiste em identificar modelos, e a influência de alguns dos principais parâmetros de projeto de difícil determinação, que podem representar corretamente o maciço quando submetido a uma gama de condições de tensões, fraturamento e formações geológicas. E testá-los comparando-os aos modelos usados nas análises de Estado da Prática do projeto de escavações em rocha.

## 1.2. OBJETIVOS

O objetivo principal desta pesquisa foi estimar o sistema de suporte mais econômico e seguro para uma dada escavação no contorno de Florianópolis, SC, para tal, foram definidos os seguintes objetivos secundários. Inicialmente esta pesquisa busca, a partir de investigações de campo preliminares, determinar da melhor forma possível, de acordo com a literatura sobre o tema, os parâmetros utilizados nos diferentes métodos de projeto. Devido à dificuldade na obtenção de alguns parâmetros, como tensões *in situ* e persistência das descontinuidades, serão avaliados diversos cenários variando a magnitude destes parâmetros de forma a avaliar a influência dos mesmos nas propriedades do maciço e por tanto no comportamento da escavação. Uma vez determinados os piores cenários possíveis será feita a estimativa do sistema de suporte necessário utilizando duas abordagens, Classificações Geomecânicas (empírica) e modelos computacionais (racional). Além de sugerir Estudos Futuros de forma a dar prosseguimento, aprofundar o tema e sanar dúvidas que surgiram durante a elaboração desta monografia.

## 1.3. ESCOPO

A estrutura do texto aqui apresentado, incluído os resultados obtidos e sua análise, está sintetizada em seis capítulos cujos conteúdos são descritos a seguir.

O Capítulo 1, Introdução, aborda sucintamente a importância da utilização do espaço subterrâneo, objetivo de pesquisa e a estrutura deste texto.

O Capítulo 2, Revisão Bibliográfica, pode ser dividido em quatro partes principais. A primeira, Análise do Maciço Rochoso, analisa algumas das principais Classificações Geomecânicas existentes e suas limitações. Na segunda parte, Métodos Numéricos, são analisadas três abordagens em conjunto com suas aplicações e limitações. A terceira parte, Parâmetros, avalia as principais características que descrevem o maciço rochoso e são necessárias como dados de entrada tanto para as Classificações Geomecânicas como para as Modelagens Numéricas. Por último é feita uma revisão de alguns conceitos sobre o sistema de suporte para escavações subterrâneas.

O Capítulo 3, Metodologia, apresenta, inicialmente, as características da escavação subterrânea utilizada como Estudo de Caso, em seguida é relatado como foram obtidos os parâmetros da

rocha intacta, descontinuidades, estado de tensões e suporte, utilizados nas etapas subsequentes, Classificação Geomecânica e Modelagem Numérica.

No Capítulo 4, Resultados, são apresentados e analisados os resultados das Classificações Geomecânicas e Modelagem Numérica, relatados no capítulo anterior.

No Capítulo 5, Conclusões, são reunidas as conclusões extraídas da Classificação Geomecânica e simulações computacionais, antes e depois da inserção do sistema de suporte. Sugestões para o prosseguimento dos estudos são também apresentadas tendo como foco a aplicabilidade da variação de parâmetros e incertezas relacionadas às mesmas.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1. ANÁLISE DO MACIÇO ROCHOSO

Para problemas de engenharia envolvendo qualquer material é necessário conhecer as propriedades mecânicas deste, especialmente a relação tensão deformação e o modo de ruptura, ou seja, o quanto é possível carregar o material e ainda usá-lo para fins de engenharia. O comportamento do maciço rochoso varia com a sua origem, os minerais que o constituem, a história geológica que ele foi submetido, a profundidade que se encontra, o grau de intemperismo que ele apresenta e muitos outros fatores, (Goodman, 1989).

Durante o século XX, ocorreram incidentes envolvendo *Rock Burst* (Explosão de Rocha) em minas profundas, evento em que rocha competente e pouco fraturada é submetida a um alto nível de tensões e tem ruptura frágil. Isso levou a estudos sobre as propriedades da rocha intacta usando a teoria da elasticidade e a suposição que maciço rochoso se comporta como um meio isotrópico. Pouca ou nenhuma atenção foi dada ao papel das descontinuidades nesses estudos, (Hoek, 2006).

Segundo Hoek & Brown (1980), na construção civil, onde as obras de engenharia em rocha ocorrem em relativamente pouca profundidade (baixo nível de tensões *in situ*), o comportamento do maciço é controlado principalmente pelas descontinuidades. Por vários motivos entre eles: a rocha perto da superfície apresenta mais fraturas devido ao intemperismo, história geológica e menores tensões no material que facilitam o deslocamento de blocos. Taludes em rocha podem ter seu comportamento completamente controlado pelas descontinuidades.

O comportamento do maciço rochoso é controlado pela combinação de vários fatores, dentre eles os mais importantes são: as propriedades da rocha intacta, as propriedades das descontinuidades e as tensões *in situ* que o material está submetido, (Barton *et al.*, 1974).

Esse trabalho terá como foco a análise de um túnel rodoviário em pouca profundidade em um maciço descontínuo. Em casos como esse são necessárias, no mínimo, dois tipos de análises. A primeira admite o comportamento isotrópico do maciço, ou seja, propriedades e comportamento similares em quaisquer direções. No segundo tipo de análise é assumido que o comportamento do maciço será controlado por algumas famílias de descontinuidades que interceptam a

escavação gerando desprendimento dos blocos, meio anisotrópico. Após a realização das duas análises é feita a compatibilização do suporte necessário para a estabilidade global da escavação. Na Figura 2.1 é possível observar indicativos do comportamento isotrópico ou anisotrópico do meio, atenção especial é dada para o efeito da escala da escavação.

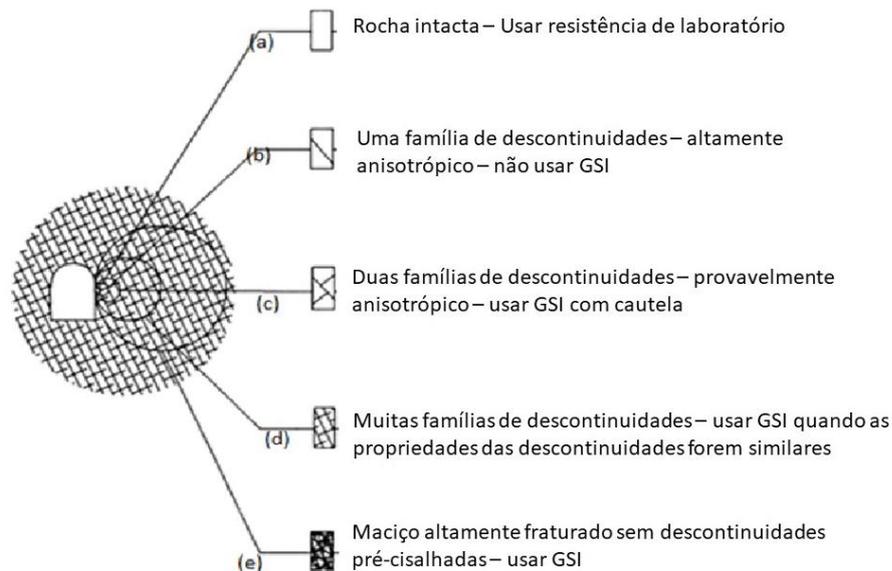


Figura 2.1 - Efeito escala na anisotropia do maciço rochoso (Hoek, 1999 Modificado).

Quando uma das famílias de descontinuidades é significativamente menos resistente que as outras ou quando as descontinuidades têm uma orientação e persistência tal que formam blocos quando interceptadas pela escavação, o comportamento é anisotrópico e a estabilidade dos blocos deve ser avaliada individualmente, (Bieniawski, 1989).

Quando se trata do comportamento isotrópico do maciço existem inúmeros fatores que devem ser considerados. A influência de cada um desses fatores pode ser estimada com base na experiência consolidada de engenharia. Para garantir que essa experiência seja aplicada foram criadas as classificações geomecânicas para facilitar a análise do maciço (Bieniawski, 1989).

Ainda segundo o Autor, durante o estudo de viabilidade e princípio do projeto, em situações em que existe pouca informação sobre o maciço em questão, o uso de classificações geomecânicas pode ser de grande utilidade. No mínimo, fornecem uma lista de informações que devem ser consideradas e podem ainda antever, usando correlações com base em

observações empíricas, as características de resistência, comportamento (deformação) do maciço conforme o avanço da escavação e as intervenções necessárias (suporte) para a estabilidade do túnel, caverna, talude etc.

O Autor reforça que, Classificações geomecânicas foram desenvolvidas para criar alguma ordem do caos dos procedimentos de investigações de campo e fornecerem ferramentas de projeto. As classificações não substituem estudos analíticos, observações e medidas de campo ou julgamento de engenharia nem fornecem a solução final aos problemas enfrentados no processo de construção em rocha, apenas um passo em direção a ela.

Bieniawski (1989) define os principais objetivos de uma classificação geomecânicas:

- i. Identificar os parâmetros mais significantes que influenciam o comportamento do maciço rochoso;
- ii. Dividir um maciço qualquer em grupos de comportamento similar, ou seja, classes que variam com a qualidade do maciço;
- iii. Gerar uma base para compreender as características de cada classe de maciço;
- iv. Facilitar a comunicação entre as pessoas envolvidas em um projeto, assim como relatar as condições e experiências obtidas a outros;
- v. Fornecer dados quantitativos e estimativas para o projeto;
- vi. Prover uma base comum para a comunicação entre engenheiros e geólogos.

Se os objetivos acima forem alcançados, o autor aponta os três principais objetivos das classificações geomecânicas:

- i. Aumenta a qualidade das investigações de campo, definindo a quantidade de informações necessárias melhorando a eficiência dessa fase;
- ii. Gera informação quantitativa para a fase de projeto;
- iii. Permite melhor julgamento de engenharia e facilita a comunicação entre os membros do projeto.

### **2.1.1. CLASSIFICAÇÃO DE TERZAGHI**

O primeiro sistema de classificação do maciço rochoso para o projeto de túneis e seus respectivos suportes foi publicado por Terzaghi em 1946 para túneis ferroviários suportados por arcos de aço. O método consiste em uma classificação qualitativa do maciço e a separação

em nove classes de diferentes comportamentos, essas classes e suas respectivas descrições são ainda hoje de grande valia, segundo Kaiser (2017) tendo sido utilizada como base para o estabelecimento das classes do sistema GSI Hoek (1999). Quanto pior o comportamento, maior a carga que os suportes precisam resistir. As nove classes propostas por Terzaghi incluem as principais características que dominam o comportamento do maciço rochoso, especialmente em túneis rasos onde a gravidade constitui a principal força atuante, (Hoek & Brown, 1980).

O conceito usado por Terzaghi para estimar a carga nos suportes é simplificada na Figura 2.2. Durante a escavação de um túnel, haverá relaxação do maciço na região próxima à escavação. Devido a esse fenômeno, a região definida por **-a b c d-** tenderá a se mover para dentro do túnel. A maior parte dessa região vai ter seu movimento impedido devido à resistência ao cisalhamento nas laterais, **a b** e **c d**. O teto e a lateral do túnel deverão suportar o equivalente a altura  $H_p$ , que é dada em termos de  $B$  (largura do túnel) e  $H_t$  (altura do túnel). Quanto pior a qualidade do maciço, maior é altura  $H_p$  e maior é a carga que deve ser resistida pelos suportes.

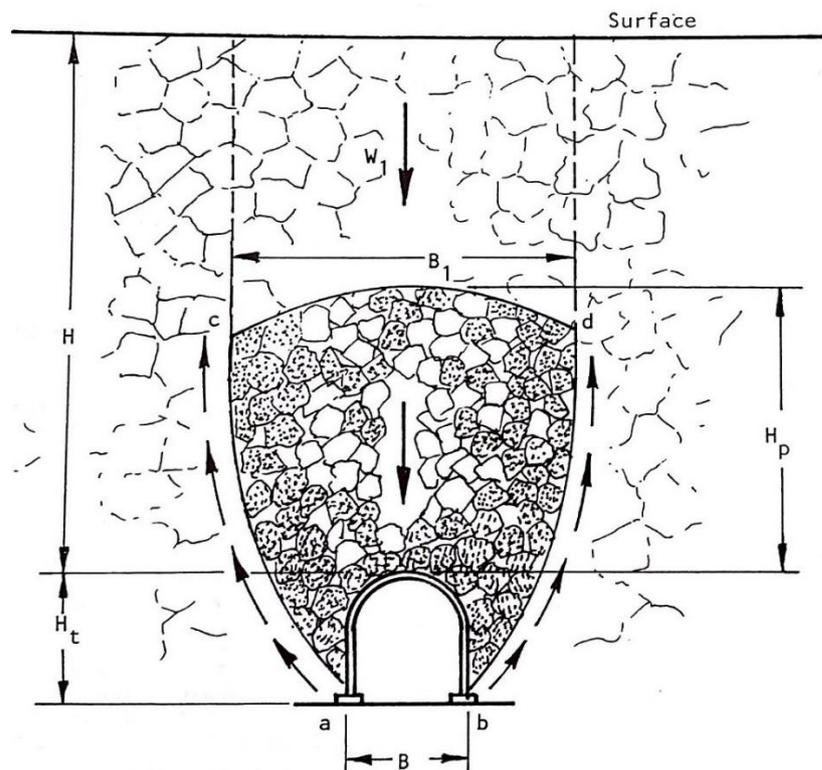


Figura 2.2 - Esquema simplificado do movimento do maciço em direção ao túnel, Hoek & Brown (1980).

De acordo com Cecil (1970), o método criado por Terzaghi funciona bem para o propósito que foi desenvolvido: suporte com arcos de aço. Entretanto, não fornece uma avaliação do maciço adequada e, com o desenvolvimento da tecnologia de suportes e a difusão do uso de concreto projetado e tirantes, o sistema se tornou obsoleto.

### 2.1.2. RQD (ROCK QUALITY DESIGNATION)

Publicado por Deere *et al.* em 1967, o método oferece uma classificação quantitativa baseada na análise de testemunhos obtidos com sondagens rotativas com pelo menos 50 mm de diâmetro, barril duplo e ponta de diamante. O RQD é calculado somando o comprimento de pedaços intactos com mais de 10 cm (4 polegadas) e dividindo pelo comprimento total da amostra. Deve-se observar que apenas pedaços de rocha são com mais de 100 mm logo, pedaços com alto grau de intemperismo, não devem ser contabilizados, mesmo se possuírem mais que 10 cm de comprimento. Um maciço muito alterado tem RQD igual a zero.

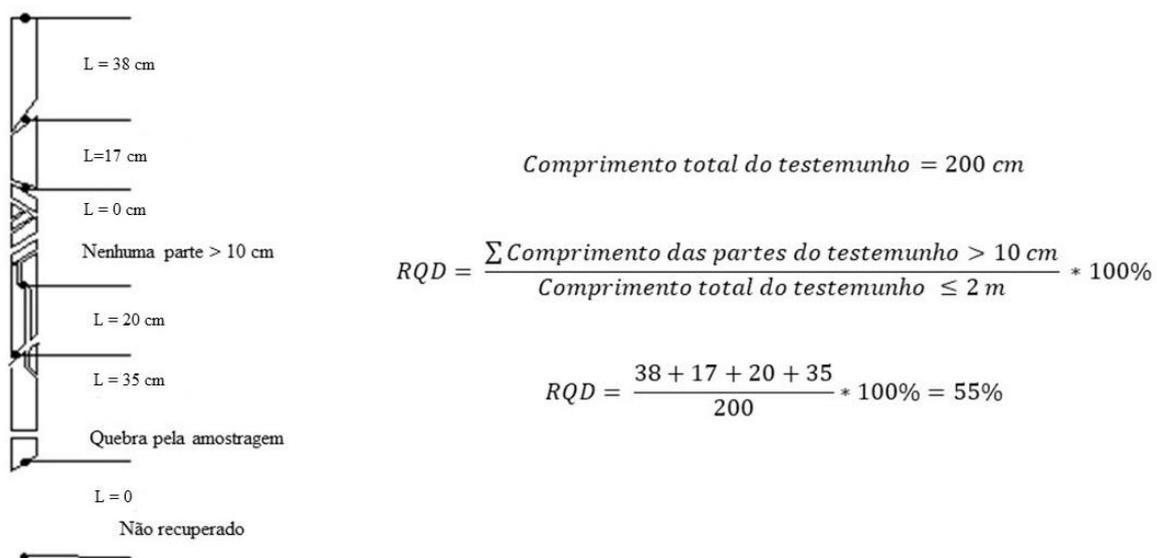


Figura 2.3 - Processo para medir e calcular o RQD (modificado - Bieniawski, 1989).

Baseado na análise de túneis escandinavos, Cecil (1970) plotou o diâmetro de túneis sem suporte com o RQD. A tendência de diâmetros maiores com maiores RQD era clara, contudo, a dispersão era grande. Cecil também observou que o número de famílias é uma indicação do grau de liberdade do maciço (o quanto os blocos de rocha intacta podem se deslocar). Barton *et*

al. (1974) perceberam que essa relação poderia ser melhorada se os valores de *RQD* fossem divididos por um valor que representa o número de famílias de descontinuidades encontrados no local. Isso serviu como base para a criação do Sistema *Q*.

Segundo Bieniawski (1989), o *RQD* é um parâmetro nos dois sistemas de classificação mais usados atualmente (*RMR* e *Q*) e existem variações do sistema *GSI* que usam esse parâmetro. Embora o *RQD* seja um índice de fácil obtenção e de baixo custo, ele sozinho não provém uma descrição suficiente do maciço pois não leva em consideração os principais mecanismos que regem o comportamento de maciços, como orientação das falhas, o preenchimento das descontinuidades, tensões *in situ*, resistência da rocha intacta entre outras.

### **2.1.3. RMR (*ROCK MASS RATING SYSTEM*)**

A publicação original do sistema RMR, Bieniawski (1973) foi refinada com o passar dos anos e a partir de uma maior quantidade de casos analisados. As principais mudanças da versão de 1973 foram a redução na quantidade de parâmetros – já que a versão original contava com oito parâmetros – e o valor atribuído a cada parâmetro. A versão de 1989, Bieniawski (1989), que será aqui discutida, conta com a análise de 351 casos de túneis, galerias, minas, taludes e fundações.

O sistema fornece um valor numérico para indicar a qualidade do maciço – quanto maior o valor, maior a qualidade – que varia de 0 até 100. Dessa forma, o engenheiro pode ter um senso de qualidade relativa em relação a seu potencial máximo.

O sistema conta com seis parâmetros:

- i. Resistência à compressão uniaxial ( $\sigma_{ci}$ );
- ii. *RQD*;
- iii. Espaçamento das descontinuidades;
- iv. Condições das descontinuidades;
- v. Fluxo de água no maciço;
- vi. Orientação das descontinuidades.

Para a aplicação do sistema RMR primeiramente é feita a divisão do maciço em regiões de características similares (espaçamento das descontinuidades, tipo de rocha, etc), ou seja, regiões

homogêneas. As fronteiras destas regiões vão coincidir com falhas, zonas de cisalhamento, mudança do tipo de rocha, etc.

Uma vez separadas as regiões elas devem ser classificadas uma a uma por meio de investigações de campo que determinem cada um dos seis parâmetros do sistema. Os parâmetros definidos pelo autor não influenciam o comportamento do maciço da mesma maneira, por isso, os parâmetros possuem diferentes valores. Após os seis parâmetros serem computados o maciço rochoso é classificado como uma de 5 classes.

Os valores dos cinco primeiros parâmetros são somados, isso se chama RMR Básico. O sexto parâmetro (Orientação das descontinuidades) é subtraído. Isso ocorre porque a orientação das descontinuidades pode ser favorável ou não dependendo da obra em questão, sendo necessário julgamento de engenharia, esse parâmetro é computado separadamente para poder ser devidamente avaliado. Quando uma família de descontinuidades controla a estabilidade da escavação os parâmetros do sistema devem ser calculados com base nessa família. Se não houver uma família principal que controle o comportamento, ou para estimar a resistência do maciço rochoso e sua deformabilidade, os parâmetros do sistema são a média dos parâmetros observados em cada família de descontinuidades.

O autor partindo da classificação do maciço estima o tempo médio de auto-sustentação, coesão e ângulo de atrito. O autor ainda fornece diretrizes para a escavação e suporte permanente de acordo com o sistema RMR. Para um túnel com formato de ferradura, diâmetro de 10 m, tensão vertical < 25 MPa (< 900 m de profundidade) e escavados a fogo.

Kaiser *et al.* (1986) facilitou o trabalho de estimar suportes pela seguinte expressão:

$$RMR (Sem Suporte) = 22 * \ln(DE) + 25 \quad (\text{Equação 2.1})$$

Onde  $DE$  é a Dimensão Efetiva, definida por Barton *et al.* (1974).

O sistema RMR foi aplicado em diversas situações envolvendo grande variedade de projetos. Foram criadas muitas correlações e variações. É necessário conhecer o módulo de deformabilidade para determinar se haverá recalques representativos, no caso de fundações em rocha. A partir do sistema RMR é possível estimar o módulo de deformabilidade do maciço ( $E_M[GP\alpha]$ ) de acordo com Bieniawski (1978), para  $RMR > 50$ :

$$E_M = 2 * RMR - 100 \quad \text{(Equação 2.2)}$$

Serafim e Pereira (1983) propuseram uma nova correlação para  $RMR < 50$ .

$$E_M = 10^{(RMR-10)/40} \quad \text{(Equação 2.3)}$$

Devido à grande aplicabilidade do sistema, surgiram várias modificações para mineração, fundações e taludes. Hoek e Brown (1980) originalmente se basearam no sistema RMR para a criação do critério de ruptura Hoek-Brown.

Contudo, o sistema RMR não possui um parâmetro para analisar as tensões do maciço, portanto um maciço com alto níveis de tensão pode ter um valor de RMR alto e apresentar comportamento ruim. As diretrizes de suporte são muito limitadas, estabelecendo apenas uma seção típica com uma dimensão fixa, um método construtivo e relativamente pouca profundidade (quando comparado com minas profundas). O autor comenta que os resultados do sistema tendem a ser conservativos, levando ao uso demasiado de suportes, a solução sugerida pelo autor consiste em monitorar o comportamento da escavação durante a construção e ajustar a classificação às condições encontradas.

As tabelas com os valores comentados acima podem ser encontradas em Bieniawski (1989).

#### **2.1.4. SISTEMA Q (ROCK TUNNELING QUALITY INDEX)**

Baseado na análise de mais de 200 casos de túneis na região da Escandinávia, Barton *et al.* (1974), do instituto Norueguês de Geotecnia, propuseram o sistema *Q*, um índice numérico para a determinação da qualidade do maciço rochoso e o suporte necessário para túneis. O valor de *Q* varia de 0,001 até 1000. O sistema é função de seis parâmetros: *RQD*, Número de famílias de descontinuidades ( $J_n$ ), Rugosidade das faces dos blocos ( $J_r$ ), Alteração da face das descontinuidades ( $J_a$ ), condições de água ( $J_w$ ) e o estado de tensões (*SRF*). Os parâmetros podem ser definidos a partir do mapeamento da superfície e devem ser atualizados conforme o progresso da escavação.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad \text{(Equação 2.4)}$$

Os seis parâmetros podem ser agrupados em três quocientes, como observado na Equação 2.4. O primeiro quociente ( $RQD/J_n$ ) representa a estrutura existente e fornece uma estimativa do tamanho dos blocos ou partículas constituintes do maciço. Para uma análise tridimensional do maciço pode ser utilizada a formulação de Palmström (2005):

$$RQD = 110 - 2,5 * J_v \quad (4 \leq J_v \leq 44) \quad \text{(Equação 2.5)}$$

Onde  $J_v$  é o número de descontinuidades por  $m^3$ , essa medida pode não ser a mais indicada de acordo com Dershowitz *et al.* (1993), esse tópico será abordado posteriormente.

O segundo quociente ( $J_r/J_a$ ) representa as características de atrito entre os blocos que formam o maciço. Um valor alto do ( $J_r/J_a$ ) contribui para a estabilidade da escavação pois esse quociente é proporcional à resistência ao cisalhamento, o valor  $\cot g(J_r/J_a)$  é uma aproximação razoável para o ângulo de atrito esperado. O parâmetro  $J_r$  é a descrição da superfície das descontinuidades, se é rugosa, lisa, ondulada ou plana. Além da superfície da descontinuidade, o preenchimento, se houver, também é relevante para a determinação de atrito entre os blocos. O fator  $J_a$  descreve a influência do preenchimento. Ao se tratar de preenchimento, dois fatores são determinantes: espessura e resistência. Baseado nos fatores acima, o parâmetro  $J_a$  se encaixa em uma de três categorias:

- i. Contato direto entre os blocos;
- ii. Contato direto entre os blocos com deslocamento menor que 10cm. Contato após o deslocamento causa um aumento na resistência última do maciço;
- iii. Sem contato entre blocos, mesmo com deslocamento.

Caso não exista contato direto entre os blocos, a resistência ao cisalhamento fica gravemente comprometida. Assim o atrito entre os blocos dependerá apenas do ângulo de atrito do material do preenchimento.

O terceiro quociente ( $J_w/SRF$ ) consiste na análise dos esforços atuantes. Para determinar o parâmetro  $SRF$  é necessário definir o maciço em uma de quatro categorias possíveis:

- i. Zonas de fraqueza que podem ou não ser capazes de transferir as tensões para o maciço circundante;
- ii. Rocha competente com problemas de estabilidade devido à altas tensões ou falta de tensões;

- iii. Maciço compressivo (*Squeezing*) com deformações plásticas de rochas incompetentes sob tensões moderadas ou fortes;
- iv. Rocha expansiva; material propenso à expansão na presença de água.

O parâmetro  $J_w$  é a medida de pressão da água. A presença da água prejudica a resistência do maciço principalmente por dois mecanismos:

- i. Reduz a tensão efetiva devido a poro pressão;
- ii. Altera o preenchimento das descontinuidades. Reduzindo a compacidade do material ou até fazendo carreamento desse material "lavando" a descontinuidade.

O parâmetro  $J_w$  pode variar com o clima local, especialmente em túneis próximos à superfície. Períodos de maior precipitação podem causar aumento do fluxo de água no maciço.

Baseado em casos documentados, foi criada uma relação entre o valor de Q e o suporte permanente necessário. Essa relação fornece uma estimativa para o projeto de suporte em escavações.

Além do valor de Q existem mais dois fatores para a determinação do suporte: a relação de segurança (*ESR - Excavation Support Ratio*) que dependem da função da escavação e as dimensões (diâmetro de um túnel ou altura de um talude), usualmente com um aumento das dimensões da escavação haverá um aumento do suporte necessário.

Esses dois fatores são combinados para estabelecer a Dimensão Efetiva, dada por:

$$\text{Dimensão Efetiva} = \frac{\text{Dimensão (Diâmetro ou Altura)}}{ESR} \quad (\text{Equação 2.6})$$

O valor de ESR depende do propósito da escavação. Um túnel rodoviário ou uma casa de força subterrânea de uma usina hidrelétrica precisam de mais segurança do que um túnel de mineração temporário. O valor de ESR é inversamente proporcional ao nível de segurança necessário. As tradições de engenharia ou a normatização de cada país podem gerar valores diferentes aos recomendados.

Para estimar o tipo e a quantidade de suporte necessário é usado um ábaco, onde os dados de entrada são o valor de Q e a Dimensão Efetiva. O ábaco é dividido em 9 categorias que variam

a espessura do concreto projetado, a distribuição e tamanho dos tirantes entre outras soluções de suporte.

O ábaco de suporte fornece uma média dos casos estudados. Em alguns casos, esse valor é conservador, já em outros, a estimativa de suporte é insuficiente, ocorrendo rompimento durante a construção ou até mesmo anos depois.

De acordo com Bieniawski (1989), a orientação das descontinuidades mais desfavoráveis poderia ser mais relevante do que os parâmetros  $J_n$ ,  $J_r$  e  $J_a$ , porém, a classificação seria menos geral. O autor aponta que a orientação é implícita nos parâmetros  $J_r$  e  $J_a$  pois eles são aplicados na descontinuidade mais desfavorável.

Bieniawski (1973) ressalta que classificações goemecânicas que consideram apenas as descontinuidades na estabilidade do maciço são questionáveis. Se a rocha intacta for branda e/ou alterada e as descontinuidades forem bem espaçadas, o comportamento pode ser fortemente influenciado pelo comportamento da rocha intacta. Essa observação e o fato de Barton *et al.* (1974) desconsiderar as propriedades da rocha intacta é devido à formação geológica dos casos estudados. Barton *et al.* estudaram casos na região da Escandinávia que tem formação geológica recente e, portanto, pouco intemperizada (logo, rochas competentes). Já Bieniawski (1973) estudou casos em regiões mais alteradas, rochas incompetentes.

Os ábacos e tabelas citados acima podem ser encontrados facilmente no site no Instituto Norueguês de Geotecnia <[www.ngi.no](http://www.ngi.no)>. Este trabalho foi baseado na última atualização do sistema-Q (2015).

### **2.1.5. GSI (GEOLOGICAL STRENGTH INDEX)**

Os sistemas de classificação goemecânica descritos acima foram criados quando não era possível realizar uma análise computacional detalhada e servem principalmente para encontrar soluções de engenharia, (Hoek, 2006). Com o avanço dos métodos numéricos e dos computadores pessoais se tornou factível a criação de modelos que representem fielmente o maciço. Logo, foi possível obter soluções de engenharia mais precisas e confiáveis.

Contudo, esses métodos precisam de dados confiáveis que descrevam bem o comportamento especialmente a deformabilidade e a resistência e que sejam de fácil obtenção. Hoek e Brown (1980) propuseram um método para obter de forma confiável e relativamente simples as propriedades da rocha intacta, o critério de ruptura Hoek & Brown, que em conjunto com uma

descrição do maciço é possível encontrar as características do maciço e critérios de projeto. Para a segunda tarefa os autores se basearam nos sistemas de classificação já existentes.

Analisando o sistema *RMR* (Bieniawski, 1973) e o sistema *Q*, (Barton *et al.*, 1974) e suas respectivas melhorias e Hoek e Brown (1980) concluíram que os dois sistemas incluíam parâmetros desnecessários para a determinação das propriedades do maciço. O parâmetro de orientação das descontinuidades do sistema *RMR*, o parâmetro *SRF* do sistema *Q* e o parâmetro de fluxo de água nos dois sistemas impediam de descrever adequadamente o problema, no entanto esses parâmetros são significativos para estimar o suporte necessário e outras soluções de engenharia, a principal função desses sistemas.

Inicialmente, o sistema desenvolvido por Bieniawski (1976) foi escolhido para descrever o maciço. A maior alteração foi nos dois últimos parâmetros: fluxo de água e orientação das descontinuidades, que são considerados os seus valores mais favoráveis.

Porém, com o tempo, o sistema foi aplicado a maciços de baixa qualidade e com peculiaridades litológicas não previstas no sistema *RMR*. Para superar essa deficiência, os autores desenvolveram os ábacos representados nas Figuras 2.4 e 2.5. Com o uso dessa ferramenta puramente qualitativa é possível estimar facilmente o valor do *GSI*.

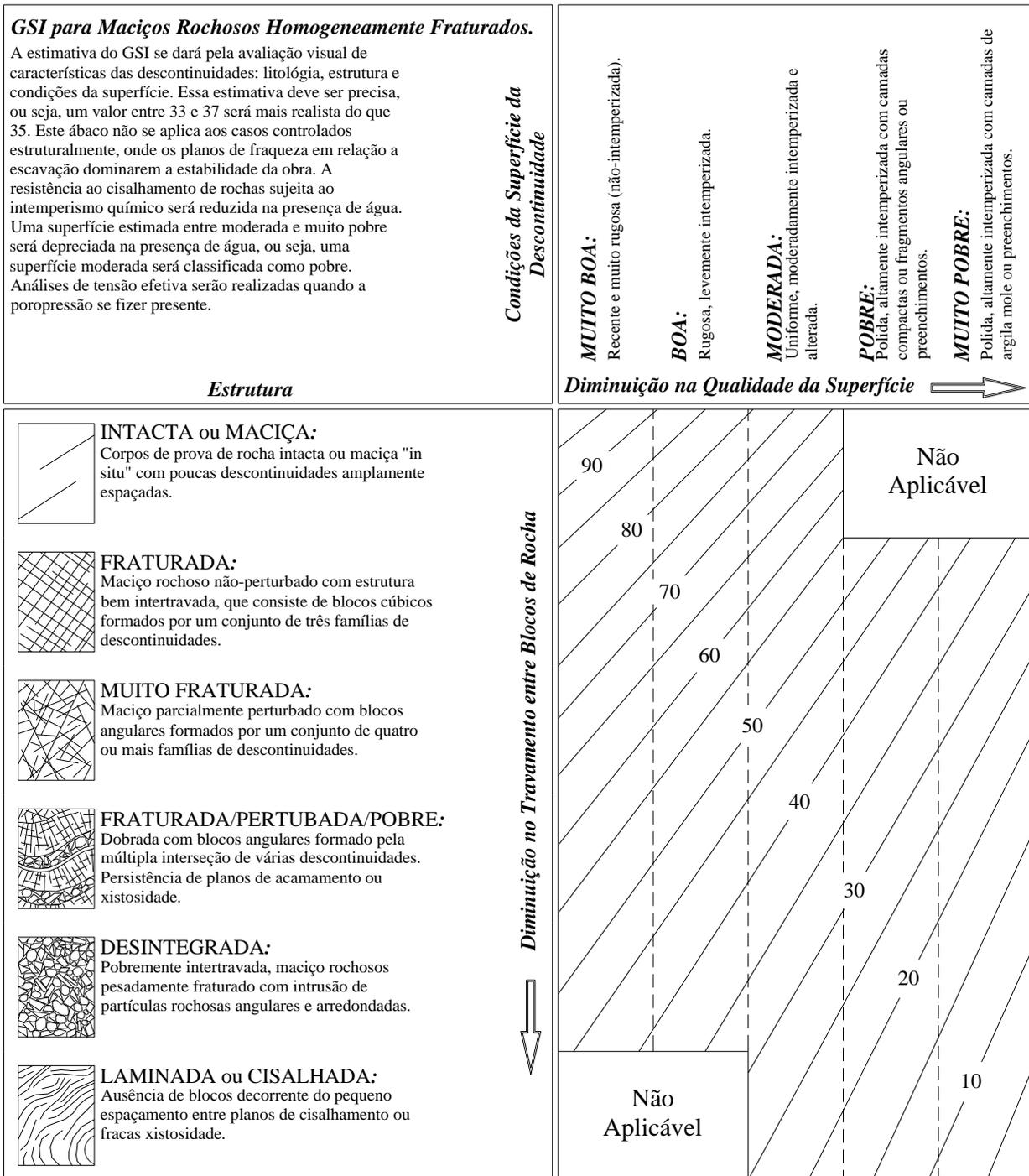


Figura 2.4 – Ábaco de classificação do Sistema GSI (Hoek, 1999 – Modificado).

**GSI para Maciços Rochosos Heterogêneos (tipo "Flysch").**

A estimativa do GSI se dará pela avaliação visual de características das descontinuidades: litologia, estrutura e condições da superfície. Essa estimativa deve ser precisa, ou seja, um valor entre 33 e 37 será mais realista do que 35. Este ábaco não se aplica aos casos controlados estruturalmente, onde os planos de fraqueza em relação a escavação dominarem a estabilidade da obra. A resistência ao cisalhamento de rochas sujeita ao intemperismo químico será reduzida na presença de água. Uma superfície estimada entre moderada e muito pobre será depreciada na presença de água, ou seja, uma superfície moderada será classificada como pobre. Análises de tensão efetiva serão realizadas quando a poropressão se fizer presente.

**Condições da Superfície da Descontinuidade**

**MUITO BOA:** Recente e muito rugosa (não-intemperizada).

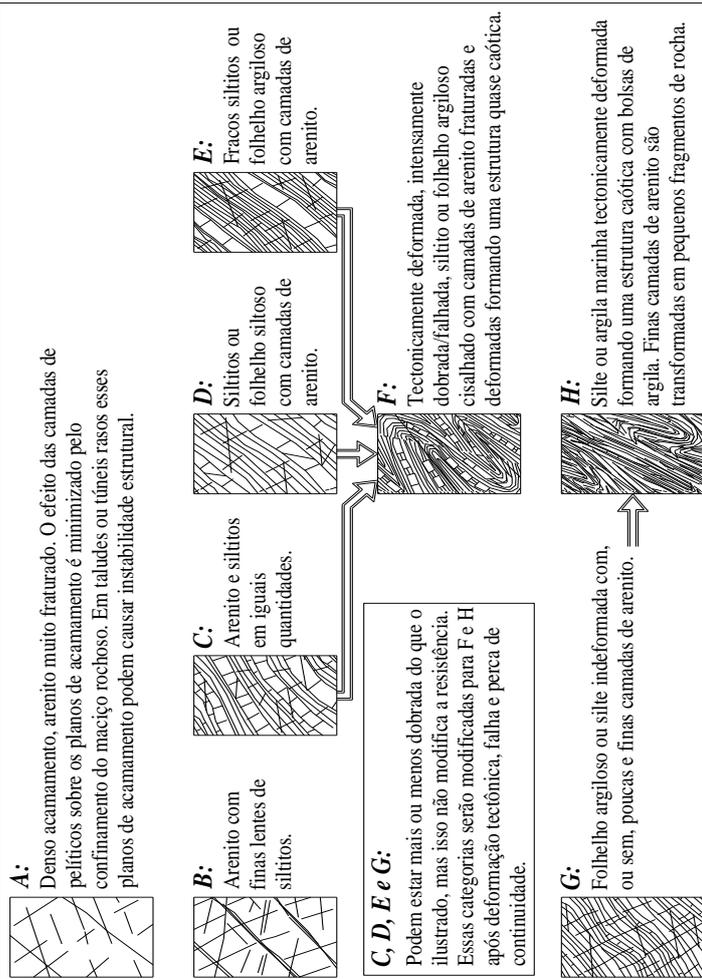
**BOA:** Rugosa, levemente intemperizada.

**MODERADA:** Uniforme, moderadamente intemperizada e alterada.

**POBRE:** Muito uniforme, ocasionalmente polida, com camadas compactas ou preenchidas por fragmentos angulares.

**MUITO POBRE:** Muito uniforme, polida ou altamente intemperizada com camadas de argila mole ou preenchimentos.

**Composição e Estrutura**



\*⇨: Este símbolo representa deformação após perturbação tectônica (ver quadro).

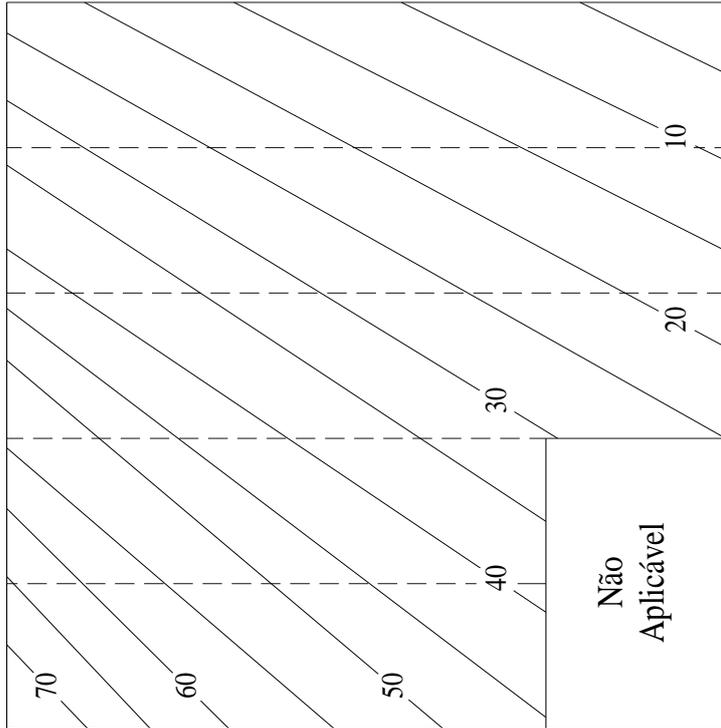


Figura 2.5 - Ábaco auxiliar de classificação do Sistema GSI (Hoek, 1999 – Modificado).

Vale ressaltar que o critério de ruptura de Hoek-Brown considera rocha e comportamento isotrópico e deve ser aplicado apenas onde houver descontinuidades de características similares próximas o suficiente para haver comportamento isotrópico. Além disso, também quando a escavação estudada é grande o suficiente quando comparada com os blocos constituintes do maciço.

Quando os blocos são maiores do que a escavação ou quando uma das famílias de descontinuidades é significativamente menos resistente que as outras, o sistema *GSI* não deve ser utilizado. Para estes casos, o estudo da estabilidade do maciço deve ser realizado analisando individualmente cada bloco.

O sistema *GSI* foi elaborado supondo que as observações seriam realizadas por um geólogo ou engenheiro geotécnico experiente, porém com a difusão do sistema as leituras começaram a ser realizadas por indivíduos sem as qualificações necessárias. Foram realizados esforços para universalizar o sistema *GSI* e reduzir os erros de interpretação do maciço. Uma modificação no sistema que preza por tornar o sistema mais quantitativo, ou seja, de mais fácil interpretação para engenheiros sem tanto conhecimento geológico, é o publicado por Hoek *et al.* (2013).

A partir do ábaco do sistema *GSI* da Figura 2.4, percebe-se que as colunas se referem às condições das descontinuidades variando em cinco classes e as linhas se referem à geometria dos blocos constituintes.

Dessa forma é possível relacionar às linhas com o valor de *RQD* (Deere, 1967) e as colunas com o parâmetro de condição das descontinuidades ( $J_{cond_{89}}$ ) de Bieniawski (1989). Dois critérios amplamente difundidos na mecânica das rochas e usados em inúmeras ocasiões. Com base nesses critérios foi criada a seguinte relação:

$$GSI = 1,5 * (J_{cond_{89}}) + RQD/2 \quad \text{(Equação 2.7)}$$

Através da Equação 2.7 o valor do sistema *GSI* é encontrado, com muito pouco erro, somando os valores das linhas e colunas. Esse erro foi atribuído pelos autores à forma que as linhas do ábaco original foram desenhadas (manualmente e sem grande precisão). Os autores plotaram o valor do *GSI* quantitativo com o *GSI* tradicional, para um túnel escavado usando a técnica “Drill and Blast”, e foi encontrada uma relação próxima de 1:1 ou seja quase ideal.

Para garantir ainda mais a universalização do método também foram feitas relações com o sistema  $Q$  de Barton *et al.* (1974), definida a seguir:

$$GSI = \frac{52 * (J_r/J_a)}{1 + (J_r/J_a)} + RQD/2 \quad (\text{Equação 2.8})$$

Assim, a utilização da Equação 2.8 acarreta em resultados menos precisos, porém próximos o suficiente para aplicações de engenharia.

Hoek *et al.* (2013) recomendam, para casos de  $GSI > 75$ , a verificação para potencial de *Spalling* (ruptura frágil), e para casos de fraturas bem espaçadas o comportamento é anisotrópico e o critério de ruptura de Hoek & Brown não deve ser usado. O ábaco se aplica para túneis com cerca de 10 metros de diâmetro e taludes de até 20 metros. Para maiores dimensões os autores recomendam a redução do valor do  $GSI$  para incluir o efeito de diminuição do intertravamento dos blocos do maciço.

Devido à heterogeneidade do maciço é necessário ficar atento para divergências do comportamento esperado do maciço e o comportamento real durante a escavação. Por exemplo ao se realizar uma simulação utilizando o sistema  $GSI$  e o critério de ruptura de Hoek & Brown espera-se uma certa convergência do túnel, se a convergência durante a escavação for substancialmente menor do que a esperada pode ser um indicativo de comportamento frágil e inaplicabilidade dos sistemas descritos acima, devendo ser usados outros métodos como o descrito em Kaiser (2017). Surpresas podem ser evitadas realizando sondagens na frente de escavação, a formação de discos no testemunho (Figura 2.6) é um indicativo de comportamento frágil, o sistema de suporte deve ser condizente com o comportamento do maciço o uso de concreto projetado nesses casos não é recomendado pois não permite a dissipação de energia podendo transformar um problema de deslocamento (*Spalling*) em Explosões de Rocha (*Rock Burst*).

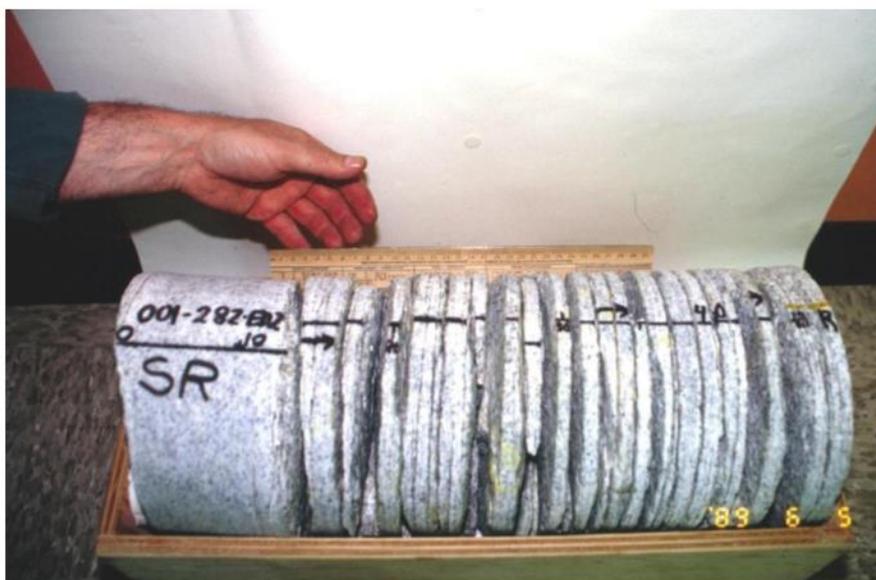


Figura 2.6 - Amostra com a formação de discos (Hoek, 2006).

O critério de Hoek & Brown também deve ser usado com cuidado em maciços altamente intemperizados, as constantes  $m_i$  (referente ao atrito entre os minerais constituintes da rocha intacta) e  $\sigma_{ci}$  podem ser drasticamente reduzidas em rochas alteradas.

Concluindo, classificações geomecânicas são de grande utilidade no campo e para estabelecer critérios de projeto, contudo, não são aplicáveis para todos os casos e não substituem o papel do julgamento de engenharia baseado na experiência do engenheiro.

### **2.1.6. MEIO ANISOTRÓPICO**

De acordo com Hoek e Brown (1980) túneis escavados em maciços fraturados com pouca profundidade, onde as tensões horizontais são significativamente menores do que as verticais, o principal tipo de falha envolve a estabilidade de cunhas (ou blocos) que podem cair do teto da escavação ou escorregar das paredes da escavação. Essas cunhas são formadas pela interceptação de pelo menos 3 discontinuidades com a escavação (Brady & Brown, 2006). Dessa forma o maciço se transforma em blocos interligados pelas características das discontinuidades (resistência ao cisalhamento) e condições de tensão no maciço. Conforme a escavação avança há a criação de faces livres de cunhas que aliada com o alívio de tensões no maciço pode gerar desprendimento de blocos do teto e das laterais do túnel.

O escorregamento de um bloco alivia ainda mais as tensões no maciço e expõe faces de novas cunhas que também podem se desprender gerando um efeito dominó que pode resultar no colapso do túnel. Os passos, segundo Hoek (2006) que devem ser seguidos para evitar esse tipo de problema estão listados a seguir:

- i. Determinar a orientação média das famílias de descontinuidades mais significativas;
- ii. Identificar as cunhas que tem potencial de se desprender do maciço;
- iii. Cálculo do fator de segurança das cunhas com potencial de escorregamento, dependendo do modo de ruptura;
- iv. Cálculo da quantidade de suporte necessário para elevar o fator de segurança das cunhas individuais a níveis aceitáveis.

Nas fases iniciais dos estudos de viabilidade é necessário estudar um grande número de locais. Por motivos de custo financeiro e agilidade das investigações inicialmente é realizado um estudo nas faces expostas do maciço. É necessário observar que nesses casos a rocha na superfície está sob o efeito das intempéries e tem suas características alteradas. Por tanto devem ser realizadas sondagens para uma avaliação mais precisa.

Para furos de sondagem deve haver bastante rigor nos critérios de qualidade da amostra. Deve ser esperado a recuperação de 100% da amostra. Obrigatoriamente devem ser tiradas fotos de boa qualidade assim que possível, para o caso de perda da amostra, e anotadas as informações da amostra de modo que ainda seja possível a identificação mesmo após décadas. Entre as informações necessárias estão: tamanho, localização, orientação, descrição dos minerais presentes (incluindo o preenchimento das descontinuidades), resistência mecânica (Point Load Index) e informações detalhadas sobre todas as descontinuidades interceptadas pelo furo de sondagem.

Os dados devem ser dispostos de modo que o projetista possa interpretar corretamente a influência das descontinuidades no maciço. Existem alguns métodos como desenhar em duas ou três dimensões diretamente sobre a planta da escavação. Contudo o método mais utilizado atualmente pela sua versatilidade é a projeção estereográfica. Que consegue representar informações tridimensionais em um plano sem perder informações. Uma vez desenhado o estereograma (manualmente ou utilizando técnicas computacionais) são analisadas estatisticamente as principais descontinuidades, que são agrupadas em famílias se apresentarem características similares.

Padrões de descontinuidades são descritos em termos de orientação, tamanho, forma, locação e intensidade. Uma das mais importante e com mais deficiência na caracterização é a intensidade. Essa característica é geralmente fornecida in termos do espaçamento  $S_f$  (distância média entre descontinuidades medida ao longo de uma reta, como m furo de sondagem). Essa medida é de fácil obtenção em campo, porém é limitada à apenas uma dimensão, não sendo útil para modelos em duas ou três dimensões. Para análises em três dimensões a intensidade do fraturamento usualmente é dada pelo número de centros de descontinuidades por unidade de volume, como foi observado por Palmström (2005) na Equação 2.5. Porém essa medida só é útil quando as descontinuidades são substancialmente menores do que a região analisada.

Dershowitz e Herda (1993) analisaram os métodos de estimativa de intensidade de fraturamento em um maciço e concluíram que para análises bidimensionais o método mais acurado consiste em medir a persistência das fraturas por unidade de área de um plano [ $L^{-1}$ ] e para análises tridimensionais deve-se medir a área das fraturas por unidade de volume do maciço [ $L^{-1}$ ]. Ambos métodos são independentes da persistência das descontinuidades e não são afetadas pelo efeito de escala.

Cunhas ou blocos no teto da escavação podem se desprender assim que sua base for exposta. Para esses casos a escavação deve ser feita em etapas, na primeira etapa deve ser liberada uma área menor do que a base da cunha instável, então devem ser colocados tirantes longos o suficiente para serem ancorados fora do bloco. E, então, é escavada o resto da seção e são colocados os demais tirantes. Para cunhas no teto os tirantes serão responsáveis por suportar todo o peso da cunha.

Para problemas de estabilidade nas laterais da escavação os tirantes devem ser dispostos para aumentar a resistência ao cisalhamento das descontinuidades. Como na estabilização de cunhas no teto, a escavação realizada em etapas também pode ser de grande valia.

Concreto projetado, especialmente se forem adicionadas fibras metálicas, também é uma ferramenta para a estabilidade de cunhas, ainda mais se a base da cunha tiver grande perímetro. Um grande perímetro indica uma grande área de concreto a ser cisalhado. Em casos reais não é prático analisar individualmente todas as cunhas instáveis em quilômetros de túnel, a solução usual é a instalação de tirantes de modo que todas as cunhas potenciais fiquem estabilizadas.

## 2.2. MÉTODOS NUMÉRICOS

Segundo Jing (2003), as dificuldades na modelagem numérica de maciços rochosos se encontram no fato que a rocha é um material geológico e natural, logo as propriedades físicas e mecânicas devem ser estabelecidas e não definidas através de um processo industrial. De acordo com Harrison e Hudson (2000), o maciço é majoritariamente descontínuo, anisotrópico, não-homogêneo e não-elástico (meio DIANE). O material é sujeito a tensões e são continuamente carregados por movimentos da crosta terrestre como movimentos tectônicos, terremotos, marés etc. Devido ao fraturamento e porosidade do meio pode haver fluidos no estado líquido ou gasoso (por exemplo: água, óleo, gás natural e ar) esses efeitos aliados com a temperatura geram condições complexas de tensões *in situ*. As condições de tensões descritas acima em conjunto com a longa história geológica dificultam a representação matemática através de modelos numéricos.

Além das discontinuidades naturais e pré-existentes o método construtivo, especialmente os métodos de escavação à fogo, cria novas fraturas no material. A formação das discontinuidades é governada por princípios mecânicos. Um dos principais objetivos, segundo Jing & Hudson (2002), da modelagem numérica é caracterizar as discontinuidades, de modo explícito ou implícito. A interação maciço-estrutura também deve ser incorporada ao modelo, logo as consequências do processo construtivo também devem ser caracterizadas.

Ainda de acordo com Jing & Hudson (2002), para compreender a natureza DIANE do maciço e as consequências da intervenção humana é necessário introduzir os seguintes aspectos no modelo:

- Os processos físicos relevantes e sua representação matemática por equações parciais diferenciais (*Partial Differential Equations* - PDE), especialmente quando forem considerados simultaneamente processos térmicos, hidráulicos e mecânicos;
- Os mecanismos e leis constituintes com os suas respectivas variáveis e parâmetros;
- O estado pré-existente de tensões *in situ*;
- O estado pré-existente de temperatura e pressão d'água (o maciço é poroso, fraturado e aquecido por fonte geotermal ou intervenção humana);
- A presença de discontinuidades naturais (o maciço é descontínuo);
- Variações nas propriedades em diferentes locais (o maciço não é homogêneo);
- Variações nas propriedades em diferentes direções (o maciço é anisotrópico);

- Comportamento dependente do tempo (o maciço é não-elástico e pode sofrer deformação plástica ou fluência);
- Variações de propriedades em escalas diferentes (as propriedades do maciço dependem da escala adotada);
- Os efeitos resultantes das perturbações antropomórficas (a geometria é alterada).

O alcance das propriedades supracitadas, no modelo, vai depender dos processos físicos envolvidos e a técnica de modelagem utilizada, portanto o modelo e o projeto irão conter julgamentos subjetivos. O desafio não é a criação de um modelo completo e perfeito, mas sim adequado ao problema em mãos.

Apesar da base científica o modelo requer julgamento baseado em experiência empírica, afinal no que se trata de mecânica das rochas e projetos nessa área ter informações insuficientes sobre o maciço não é um problema local, mas sim uma constante, por isso os sistemas de classificação geomecânica foram desenvolvidos e ainda são amplamente utilizados. Por essa e outras os projetos envolvendo rochas são tanto ciência como arte (Hoek, 2006).

A escolha de método de elementos contínuos ou discretos depende de fatores específicos de cada problema, entre eles estão a escala do problema e a geometria do maciço Jing e Hudson (2002).

### **2.2.1. MEIO CONTÍNUO**

De acordo com Lisjak e Grasselli (2014) o processo de falha em rochas frágeis sob compressão é caracterizada por processos micromecânicos complexos que incluem o crescimento e a coalescência de microfraturas, que levam a concentrações de tensões gerando fraturas macroscópicas. Diferente de outros materiais (como o aço) a rocha apresenta comportamento fortemente influenciado pelo confinamento, essa variação de modo de ruptura gera uma envoltória de ruptura não linear (Kaiser e Kim, 2008).

Goodman (1989) argumenta que quando a escala é aumentada para o nível de maciço rochoso o processo de falha é ainda mais complicado devido à presença de descontinuidades como fraturas, falhas e zonas de cisalhamento. Descontinuidades reduzem a resistência do material quando comparado com rocha intacta além de introduzir não-linearidades e anisotropia no comportamento tensão deformação.

Além da carência de precisão de dados obtidos em campo, a aplicação de modelagem numérica em mecânica das rochas deve levar em consideração os fatores citados acima e especialmente a degradação progressiva do material durante o processo de deformação além da influência de descontinuidades já existentes.

Para a aplicação de métodos contínuos o material em questão é tratado como um corpo único e contínuo e são usadas teorias como plasticidade e mecânica de danos, que adotam variáveis internas para analisar a evolução de tensões e mudanças no nível microestrutural. Tipicamente são usados métodos numéricos como método dos elementos finitos (*Finite Element Method – FEM*), método das diferenças finitas (*Finite Difference Method – FDM*) e método dos elementos de contorno (*Boundary Element Method – BEM*). Contudo os métodos de meio contínuo tradicionais têm dificuldade de identificar o local de formação de fraturas e quando conseguem devem considerá-las com espessura zero para manter a continuidade do meio. A solução mais usada para considerar a presença de descontinuidades na aplicação da abordagem contínua é a homogeneização que consiste em reduzir, dentro de um modelo elasto-plástico convencional, o módulo de deformação da rocha e seus parâmetros de resistência para incluir o efeito degradante introduzido pela geologia em questão, o sistema GSI (Hoek, 1999) trata o maciço dessa forma. Outras técnicas que podem representar explicitamente as propriedades das descontinuidades requerem grande poder computacional (Jing, 2003).

Esse método pode ser usado apenas se houver descontinuidades esparsas e a abertura de fraturas assim como deslocamento de blocos não forem fatores relevantes para o problema em questão. Como esse trabalho trata sobre maciços fraturados esse método não é indicado para análises aprofundadas.

### **2.2.2. MEIO DESCONTINUO**

Segundo Lisjak e Grasselli (2014), a modelagem descontínua (discreta), comumente referida como método dos elementos discretos (*Discrete Element Method – DEM*), trata o material como um conjunto de partículas individuais. Essa abordagem permite: i) deslocamentos finitos e rotações de partículas discretas, incluindo separação total de blocos; ii) reconhece automaticamente novos contatos entre as partículas conforme o caminhar da simulação.

O método DEM foi desenvolvido inicialmente para tratar sólidos caracterizados por descontinuidades pré-existentes (como: maciços rochosos fraturados e fluxo de materiais granulares) podendo incorporar uma escala similar a escala real. É possível simular ligações

entre as partículas imitando os efeitos observados em materiais coesivos, essa abordagem é conhecida como Modelo das Partículas Interligadas (*Bonded-Particles Model – BPM*). Na Figura 2.7 são observados os principais mecanismos mecânicos que regem o comportamento do modelo.

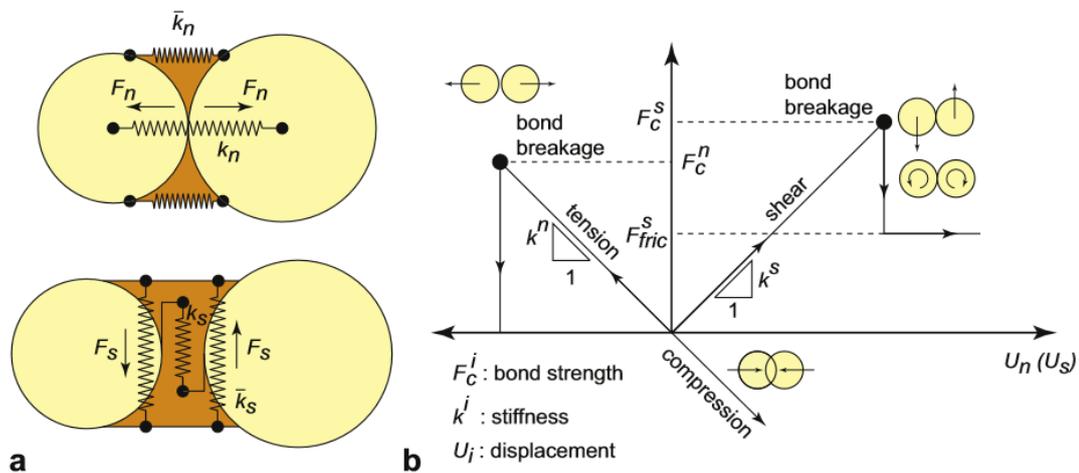


Figura 2.7 - Esquema simplificado do comportamento mecânico do método BPM: (a) Rigidez à tensão de cisalhamento e normal do contato entre partículas ( $k_s$  e  $k_n$ , respectivamente) e rigidez da ligação ( $\bar{k}_s$  e  $\bar{k}_n$ ), por unidade de área; (b) Comportamento do modelo sob tensões de cisalhamento e de tração. (Modificado - Lisjak e Grasselli, 2014).

Apesar da origem do método (estruturas descontínuas e materiais granulares) o método foi posteriormente estendido para casos que o comportamento mecânico é controlado por discontinuidades que surgem a partir da deformação do material, como o observado no fraturamento de materiais frágeis. A introdução de ligações entre elementos discretos permitiu a identificação do modo de formação de novas fraturas, essa extensão do método simula a transição do meio contínuo para o meio descontínuo.

Cada vez mais a diferença entre a abordagem contínua e descontínua está desaparecendo, isso é devido ao surgimento de modelos híbridos que serão tratados a seguir.

A abordagem descontínua é recomendada para casos de maciço moderadamente fraturados com o número de discontinuidades grande o suficiente para haver problemas com deslocamento de blocos individuais e abertura de fissuras.

Uma das abordagens adotadas ao se tratar de Elementos Discretos são os Diagramas de Voronoi, cujo o uso na Mecânica das Rochas é observado nos trabalhos de Ghazvinian *et al.*

(2014) e Rasmussen *et al.* (2018). Como discutido em Ghazvinian *et al.* (2014), na abordagem DEM os materiais podem ser simulados como um conjunto de partículas rígidas ou deformáveis que interagem nos seus pontos de contato. Uma das técnicas utilizadas é modelo de partículas interligadas BPM que é formado por discos rígidos (2D) ou esferas rígidas (3D). A quebra da ligação entre os pontos de contato entre as esferas é comparável ao fraturamento na rocha. Porém como pode ser observado na Figura 2.8 a interação entre esferas pode não representar o comportamento real.

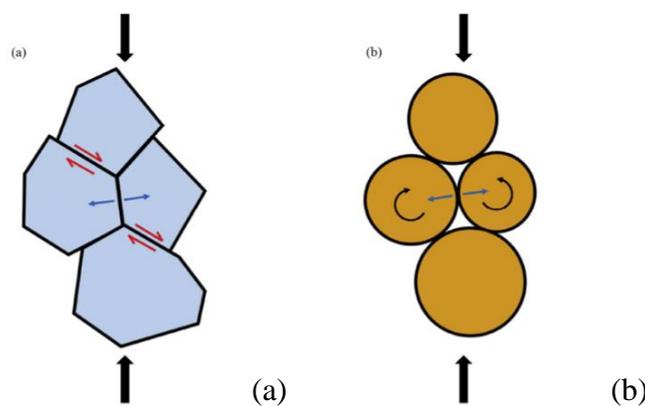


Figura 2.8 - Forças atuantes em modelos usando (a) Diagrama de Voronoi. (b) BPM. (Ghazvinian *et al.* 2014).

Os blocos poligonais aleatórios (grãos) são uma alternativa às esferas do BPM. Diagramas de Voronoi são uma das técnicas disponíveis para gerar grãos poligonais aleatórios dentro de um domínio. Para a geração desses polígonos uma dada região é povoada com pontos aleatórios (sementes) e então são geradas linhas (2D) ou planos (3D) de forma que seja delimitada uma área ou volume ao redor da semente que seja mais próximo dessa semente do que de qualquer outra. As fronteiras entre os grãos podem ser usadas para representar falhas na rocha intacta e simular o início e propagação de novas fraturas ou acompanhar o desenvolvimento de fraturas pré-existentes.

Nessa abordagem os grãos podem ser rígidos, deformáveis ou inelásticos. O comportamento dos contatos é comumente governado pelas formulações constitutivas para maciços rochosos fraturados e discontinuidades.

Controlando a disposição de sementes com um plano preferencial o modelo permite a análise do processo de dano em rochas intactas com comportamento anisotrópico (presença de planos preferenciais, como xistosidades), como pode ser observado na Figura 2.9.

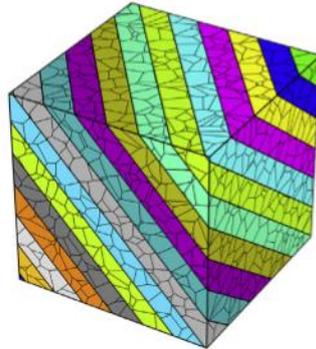


Figura 2.9 - Modelo com anisotropia gerado com diagramas de Vorunoi (Ghazvinian *et al.* 2014).

### 2.2.3. MODELOS HÍBRIDOS

Como disposto em Lisjak e Grasselli (2014) com a evolução dos métodos de meio contínuo surgiram técnicas que são capazes de tratar com o surgimento de fraturas associadas com o processo de fraturamento frágil. Aqui será tratada a abordagem híbrida conhecida como método combinado de elementos finitos-discretos (*Combined Finite-Discrete Element Method – FDEM*).

Ainda de acordo com os autores, o modelo inicialmente é representado como um sólido contínuo (elementos finitos). Com o decorrer da simulação, tipicamente através da integração explícita das equações de movimento, são geradas novas descontinuidades satisfazendo algum critério de ruptura previamente determinado levando a formação de novos blocos discretos. A parte do algoritmo correspondente ao FEM computa as forças internas e avaliam os critérios de ruptura responsável pela criação de novas descontinuidades. Já a parte do código originada no DEM é responsável por lidar com a detecção de novos contatos e a interação entre blocos discretos. Na Figura 2.10 são observados os principais mecanismos mecânicos que regem o comportamento do modelo.

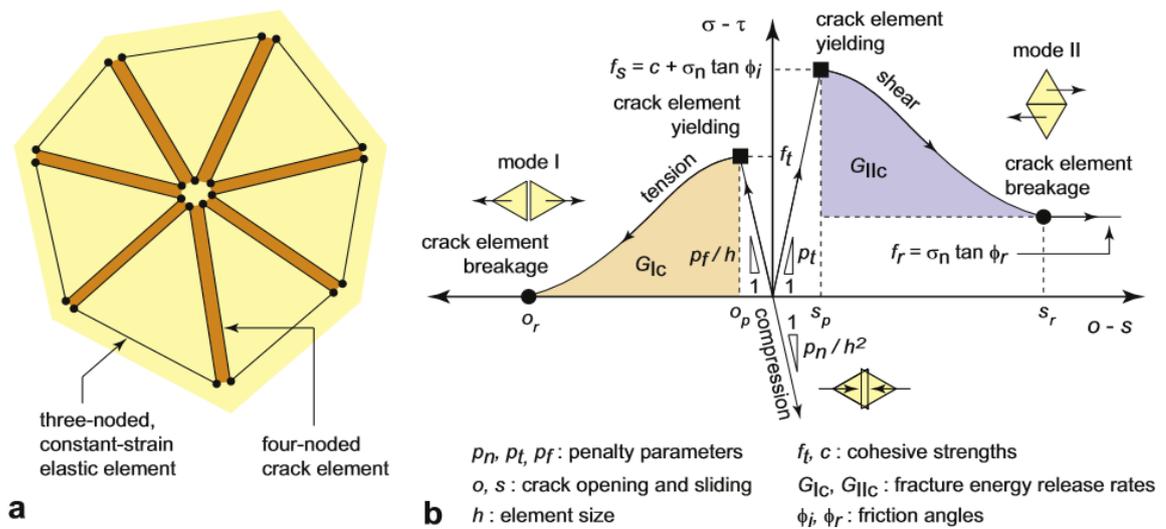


Figura 2.10 - Esquema simplificado do comportamento mecânico do método FDEM: (a) Representação de um modelo contínuo usando elementos coesivos intercalados por uma malha de elementos triangulares; (b) Comportamento do modelo sob tensões de cisalhamento e de tração. (Modificado - Lisjak e Grasselli, 2014).

Não existem vantagens absolutas em usar métodos discretos ou contínuos, contudo as desvantagens de cada método podem ser contornadas combinando ou dois, ou seja, modelos híbridos.

Contudo, devido ao custo financeiro e ao limite de tempo imposto à esta monografia não foi possível utilizar *softwares* que considerem meio descontínuo ou elementos híbridos.

### 2.3. PARÂMETROS

Bieniawski (1989) simplifica o maciço rochoso como um conjunto de blocos de rocha intacta separados por descontinuidades, logo, as propriedades da rocha intacta e das descontinuidades podem influenciar o comportamento do maciço. O estado de tensões a que o maciço está submetido também influencia o comportamento do maciço se, por exemplo, um maciço, próximo à superfície, constituído de rocha competente com baixo grau de faturamento poderia dispensar a necessidade de suporte já se submetido à elevadas magnitudes de tensão poderia haver problemas de deslocamento e até mesmo explosões de rocha, Hoek (2006), indicando a necessidade obter parâmetros precisos.

### **2.3.1. ROCHA INTACTA**

No início da Mecânica das Rochas muita atenção foi dada às propriedades da rocha intacta, uma vez que o maior problema na época eram explosões de rocha, ruptura violenta da rocha intacta, em minas profundas (elevadas magnitudes de tensão e descontinuidades esparsas), Hoek (2006). Conforme surgiram problemas em maciços mais próximos a superfície o papel das descontinuidades foi tomando mais notoriedade.

Grandes magnitudes de tensões *in situ*, usualmente encontradas em grandes profundidades, locais de atividade tectônica recente ou singularidades topográficas, associadas com a existência de poucas famílias de descontinuidades amplamente espaçadas e rocha competente são um indicativo de que o comportamento do maciço rochoso é dominado pela resistência mecânica da rocha intacta. Em casos de rochas incompetentes ou maciços intemperizados as propriedades da rocha intacta podem ter grande influência sobre o comportamento do maciço, (Bieniawski, 1989). O sistema Q de Barton *et al.* (1974) nem mesmo considera as propriedades da rocha intacta para estimar o suporte necessário para uma dada escavação.

Quando a maior tensão principal na região da escavação é cerca de 25% de  $\sigma_{ci}$  surgem novas fraturas, independente da precisão do sistema construtivo, Goodman (1989). Logo essa porcentagem pode indicar a participação, ou não, das propriedades da rocha intacta no comportamento do maciço.

### **2.3.2. DESCONTINUIDADES**

A maioria dos maciços rochosos, especialmente aqueles mais próximos à superfície, se comportam como descontínuos, com as descontinuidades largamente determinando o comportamento mecânico. Portanto é essencial que a estrutura do maciço rochoso assim como a natureza de suas descontinuidades seja cuidadosamente descrita, ISRM (1978).

Existem vários fatores que conferem descontinuidades e heterogeneidade ao maciço (falhas, juntas, zonas de cisalhamento etc.). ISRM (1978) define o termo geral descontinuidade como qualquer descontinuidade mecânica no maciço rochoso que possui baixa ou nenhuma resistência à tração. A sociedade internacional de mecânica das rochas escolheu os dez parâmetros abaixo para descrever as descontinuidades.

#### i) Orientação

A orientação do plano da descontinuidade no espaço, é descrita com dois ângulos. O mergulho, obtido medindo o ângulo entre a horizontal e a linha de maior inclinação do plano da descontinuidade, e a direção do mergulho, ângulo medido no sentido horário a partir do norte verdadeiro. A orientação das descontinuidades relativa a uma dada estrutura controla largamente a estabilidade e deslocamentos, Bieniawski (1989) dá atenção especial a esse parâmetro na classificação RMR.

#### ii) Espaçamento

Distância perpendicular entre duas descontinuidades, usualmente é tratado como a média de espaçamentos dentro de uma mesma família. Essa propriedade tem grande influência no tamanho dos blocos individuais que formam o maciço. Muitas famílias com pequeno espaçamento indicam um maciço rochoso com baixa coesão. A condutividade hidráulica do maciço, geralmente, é inversamente proporcional ao espaçamento.

#### iii) Persistência

É a área ou tamanho da descontinuidade dentro de um plano. Pode ser grosseiramente estimada observando o comprimento dos traços das descontinuidades em afloramentos rochosos, porém o comprimento dos traços não é igual ao tamanho da descontinuidade que o originou, sendo necessário a adoção de hipóteses sobre a geometria das descontinuidades para uma interpretação racional, Rasmussen & Assis (2017). É um dos parâmetros de maior importância do maciço rochoso e um dos mais difíceis de quantificar. Para escavações subterrâneas, como túneis, um processo de falha local pode se propagar dependendo da persistência das descontinuidades. No caso de furos de sondagem, a menos que estes sejam muito próximos, não é possível avaliar diretamente este parâmetro.

#### iv) Rugosidade

Quando há contato entre as paredes esse parâmetro controla a resistência ao cisalhamento das descontinuidades, sua influência decresce com a abertura da descontinuidade, a espessura do preenchimento e deslocamentos. A rugosidade de uma descontinuidade pode ser caracterizada pela ondulação e aspereza, ondulação de menor escala. Ondulações maiores influenciam a direção do deslocamento, enquanto as menores afetam a resistência ao cisalhamento. Barton & Choubey (1977) desenvolveram um sistema para avaliar a resistência ao cisalhamento de

descontinuidade sem preenchimento, para avaliar a Rugosidade criaram o coeficiente JRC (*Joint Roughness Coefficient*).

v) Coerência das paredes das descontinuidades

A resistência à compressão das paredes das descontinuidades é um componente muito importante da resistência ao cisalhamento e deformabilidade do maciço, especialmente se existe contato entre as paredes das descontinuidades. Maciços rochosos pouco profundos sofrem com os efeitos do intemperismo, como a percolação de água no maciço, geralmente, ocorre através das descontinuidades as paredes das mesmas se tornam alteradas e há um decaimento da resistência mecânica, maior do que no interior dos blocos de rocha intacta. Normalmente é utilizado um esclerômetro Schmidt para determinar esse parâmetro. Barton & Choubey (1977) também incluíram esse parâmetro em seu sistema o chamando de JCS (*Joint Wall Compressive Strength*).

vi) Abertura

Distância perpendicular entre as paredes de uma descontinuidade sem preenchimento mineral, apenas ar ou água. Podem surgir após deslocamentos em descontinuidades com rugosidade significativa, por consequência de falhas de tração ou ainda quando o preenchimento é dissolvido ou carreado. Geralmente em maciços próximos à superfície a abertura é pequena, menos que meio milímetro. Salvo o caso de descontinuidades planas e lisas, pequenas dimensões de abertura não afetam a resistência ao cisalhamento do maciço. A condutividade hidráulica do maciço é fortemente influenciada por este parâmetro. Contudo, quanto menor a abertura maior é a poropressão gerada, reduzindo a tensão normal, logo, a resistência ao cisalhamento.

vii) Preenchimento

Material entre as paredes de uma descontinuidade, a distância perpendicular entre as paredes é chamada de espessura do preenchimento. Devido à grande variabilidade de ocorrências, descontinuidades preenchidas apresentam uma gama de comportamentos físicos, especialmente, quanto à resistência ao cisalhamento, deformabilidade e permeabilidade. Os fatores que mais influenciam nesse parâmetro são: a mineralogia do material, sua granulometria, sua compactação, umidade e permeabilidade, rugosidade das paredes, espessura e faturamento ou esmagamento das paredes.

#### viii) Fluxo de água

A permeabilidade secundária, fluxo através das descontinuidades, é a principal forma de infiltração de água no maciço. A permeabilidade primária, fluxo de água através da rocha intacta, só é relevante em alguns maciços constituídos por rochas sedimentares. A previsão do nível de água no maciço e prováveis linhas de fluxo podem alertar sobre problemas construtivos ou de estabilidade em uma dada construção.

#### ix) Número de Famílias

É chamado de família um grupo de descontinuidades com orientações e propriedades similares. O número de famílias de descontinuidades determina a deformabilidade do maciço sem envolver as propriedades da rocha intacta, logo, o comportamento mecânico do maciço será dominado por esse parâmetro. Esse parâmetro também determina o grau de *Overbreak* (material removido além dos limites previstos da escavação) que pode ocorrerem um ciclo de detonação. No que se trata de escavações subterrâneas, três ou mais famílias, usualmente, formam blocos em três dimensões proporcionando mais liberdade de deformação quando comparado a um maciço com menos de três famílias.

#### x) Tamanho dos Blocos

Determinado pelo espaçamento, número de famílias e persistências das descontinuidades presentes no maciço. O formato dos blocos é determinado pelo número de famílias e espaçamento das descontinuidades, os blocos podem ter formas geométricas, porém, devido à presença de uma certa aleatoriedade na orientação das descontinuidades, isto é uma exceção. A combinação das propriedades tamanho dos blocos e resistência ao cisalhamento entre blocos determina o comportamento do maciço sob um dado estado de tensões. Um maciço rochoso constituído por blocos grandes tendem a ser menos deformáveis, contribuindo para a estabilidade.

A partir da determinação destes dez parâmetros é possível criar modelos, com boa precisão, para maciços controlados pelas descontinuidades. Porém nem todos os parâmetros são de fácil obtenção ou interpretação, sendo necessário recorrer a valores e correlações encontrados na literatura.

### 2.3.3. ESTADO DE TENSÕES

As tensões *in situ* influenciam não apenas a disposição espacial e a geometria das estruturas subterrâneas, mas também os processos executivos nelas aplicados, por isso a determinação do estado de tensões do maciço rochoso tem assumido importância crescente quando se trata de projetos para a utilização do espaço subterrâneo, Armelin (2010).

Ao avaliar o estado de tensões, que um determinado maciço rochoso está submetido, diversos fatores afetam os resultados, gerando incertezas que dificultam os cálculos analíticos, como consequência são feitas simplificações como considerar o maciço isotrópico.

Segundo Armelin (2010) as tensões presentes nos maciços podem ser divididas em *in situ* ou naturais e tensões induzidas quando se tratar de tensões introduzidas por alguma ação humana, como escavações subterrâneas. Assim, o estado de tensões *in situ*, atuante em um maciço rochoso, é aquele existente na ausência de qualquer perturbação antrópica e resulta da complexa interação dos acontecimentos pertinentes à sua história geológica, o que inclui as variações de carregamento devidas às adições e remoções de material rochoso, levando à conclusão de que os maciços rochosos são materiais naturais sobre cujas propriedades não se tem nenhum controle.

Escavações subterrâneas são intervenções que perturbam o estado de tensões existente, provocando a sua redistribuição nos limites da escavação. Nesta redistribuição, as tensões induzidas podem ultrapassar a resistência do maciço, provocando a sua ruptura e conseqüentemente à instabilidade da escavação, Hoek & Brown (1980). Esta redistribuição de tensões é afetada pelo estado de tensões *in situ* e, em geral, nas escavações subterrâneas as cargas aplicadas são de valores menos significativos do que as forças originadas do processo de redistribuição de tensões, (Goodman, 1989). Logo, o conhecimento do estado de tensões *in situ* e a compreensão da sua ação e conseqüências, são fundamentais para o projeto, boa execução e operação das escavações subterrâneas, (Armelin, 2010).

O autor lista algumas das obras brasileiras em que foram medidas as tensões *in situ* e conclui que o baixo número de medições indica um escasso interesse pelo assunto indicando o elevado grau de incerteza que prevalece no estudo das escavações subterrâneas e o empirismo que domina sua execução.

Em um projeto moderno de Mecânica das Rochas é fundamental a determinação das tensões *in situ*, uma vez que os avanços nessa área associados aos da informática propiciaram o desenvolvimento de programas computacionais altamente sofisticados, dedicados ao cálculo das tensões e suportes nas escavações subterrâneas e o estado de tensões é um dos principais parâmetros de entrada. O escopo dos ensaios geotécnicos deve incluir a medição das tensões *in situ*, (Armelin, 2010).

Na falta de ensaios para a determinação do estado de tensões *in situ*, é necessário obter uma estimativa das direções e magnitudes das tensões principais. A Figura 2.11 demonstra que a tensão vertical se adequa razoavelmente com a tensão de origem gravitacional gerada pelas camadas de rocha superiores a dado ponto, (Hoek & Brown, 1980 e Goodman, 1989).

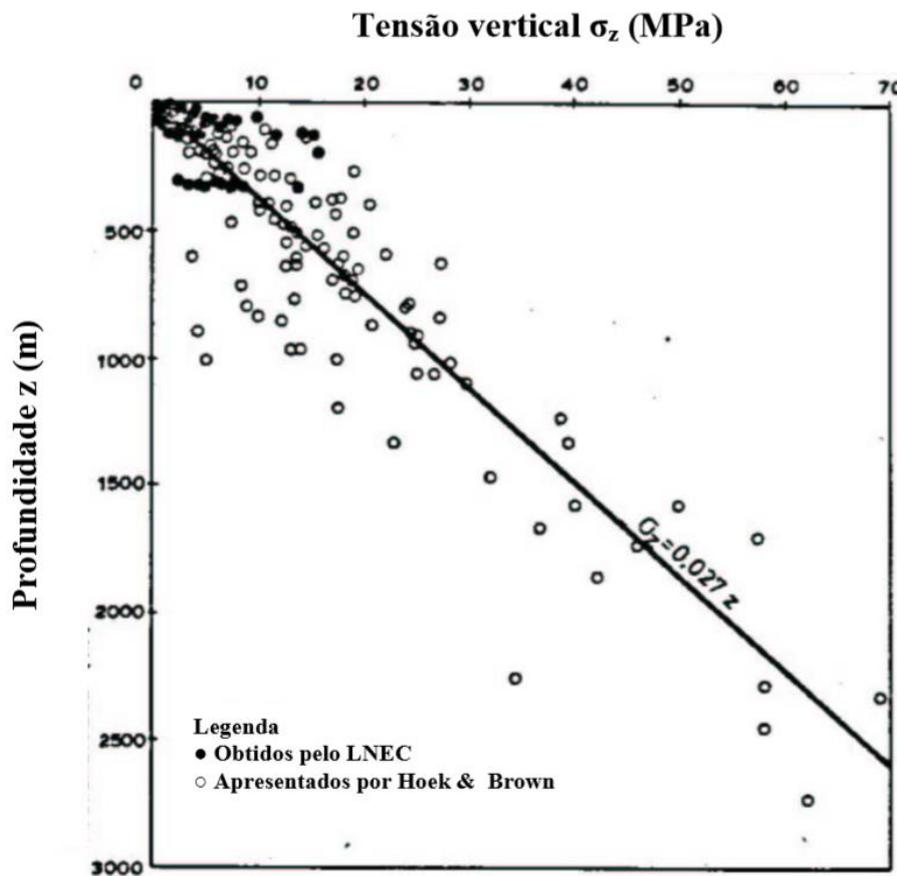


Figura 2.11 - Variação da tensão vertical com a profundidade (Hoek & Brown em 1980 modificado por Armelin, 2010).

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^n \rho_i \cdot g \cdot z_i \quad (\text{Equação 2.9})$$

A Equação 2.9 é utilizada para calcular a tensão vertical ( $\sigma_z$ ),  $n$  é o número de camadas,  $g$  é a aceleração da gravidade,  $\rho_i$  é a densidade e  $z_i$  é a espessura da camada  $i$ . A reta da Figura 2.11 foi obtida considerando  $\rho * g = 27kN/m^3$  como o peso específico médio para rochas. A poucas profundidades há uma dispersão considerável que pode ser associada com os limites de acurácia dos dispositivos de medição de tensões, Hoek & Brown (1980) e Armelin (2010).

A tensão horizontal é usualmente calculada em termos da variável  $k$ , relação entre tensão horizontal média e a vertical. A Figura 2.12 relaciona valores de  $k$  e profundidade. Hoek & Brown (1980) expõem que para profundidades menores que 500 m as tensões verticais são significativamente maiores do que as horizontais e para profundidades que excedem 1 km o valor de  $k$  tende à unidade.

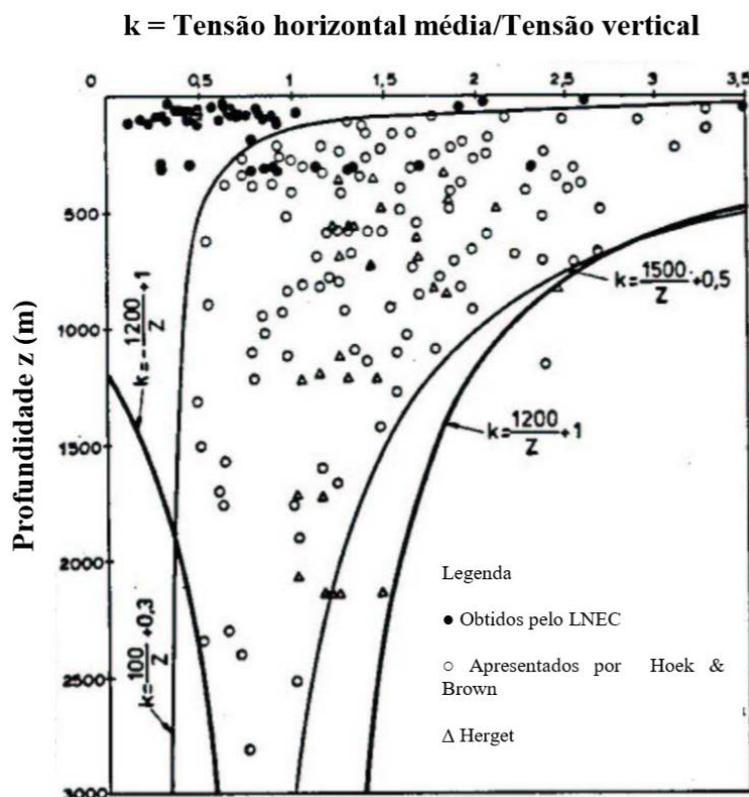


Figura 2.12 - Variação de  $k$  – relação entre a tensão horizontal média e a tensão vertical com a profundidade (Hoek & Brown em 1980 modificado por Armelin, 2010).

Goodman (1989) explicita a necessidade da determinação das direções e magnitude das tensões principais na escolha da orientação de escavações subterrâneas. Deve ser evitado que a maior dimensão da escavação, por exemplo o eixo de um túnel, seja perpendicular à maior tensão principal. Se as magnitudes das tensões iniciais forem demasiadamente elevadas deve-se

escolher uma geometria que minimize as concentrações de tensão. Em escavações subterrâneas complexas, como para instalações hidrelétricas com várias galerias, túneis, poços de acesso e cavernas, deve-se ter especial cuidado para que fissuras iniciadas em uma abertura não se propague para outra. Como fissuras usualmente se propagam na direção perpendicular a  $\sigma_3$  o conhecimento das direções das tensões principais permite escolher um *layout* que minimize esse risco.

Os resultados obtidos pela Equação 2.9 não se aplicam a poucas profundidades sob terreno montanhoso, Goodman (1989). Como pode ser visto na Figura 2.13 a topografia tem grande influência nas direções e magnitudes das tensões principais. Em encostas  $\sigma_3$  tende a zero e é normal à superfície. As tensões  $\sigma_1$  e  $\sigma_2$  estão contidas no plano paralelo à superfície.

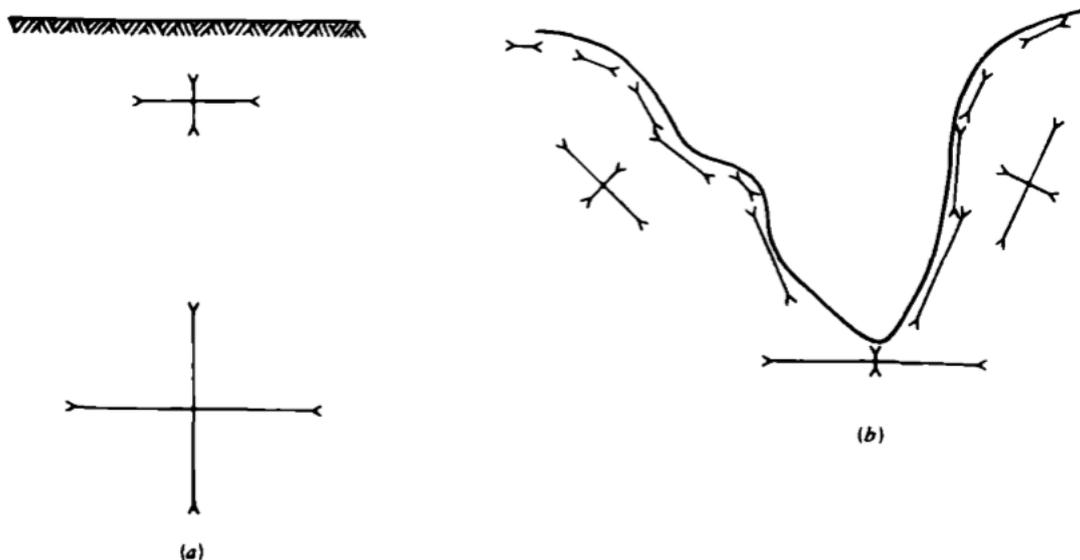


Figura 2.13 – Influência da topografia na direção e magnitude das tensões *in situ* (Goodman, 1989).

## 2.4. SISTEMA DE SUPORTE

Segundo Brady & Brown (2006), o termo suporte é largamente utilizado para descrever os procedimentos e materiais utilizados para aumentar a estabilidade e manter a capacidade de carga da rocha nas proximidades de uma escavação subterrânea. O principal objetivo do sistema de suporte é mobilizar e conservar a resistência, inerente ao maciço rochoso, para que o maciço rochoso se torne autoportante.

Os autores diferenciam entre suporte e reforço. O primeiro é a aplicação de uma força reativa na superfície da escavação (cimbramento, concreto projetado, tela metálica, arcos de aço ou concreto pré-moldado). Já o Reforço procura conservar, ou ainda melhorar, as propriedades do maciço, para alcançar esse objetivo é usual o uso de diversos tipos de tirantes.

A prática moderna, incluindo o NATM, usualmente adota um suporte primário, aplicado durante ou imediatamente após a escavação, de forma a garantir a segurança dos operários e maquinário, iniciando o processo de mobilização e conservação da resistência do maciço rochoso pela restrição de deslocamentos nos limites da escavação. Caso essa medida não seja o suficiente, o sistema deve ser incrementado, ou seja, deve ser utilizado suporte secundário.

Os autores dividem o suporte em duas classes: Ativo e Passivo. O suporte ativo impõe uma carga pré-determinada na superfície da escavação, como tirantes protendidos, geralmente utilizados para estabilizar blocos individuais. O suporte passivo é carregado conforme o maciço se deforma, como concreto projetado.

Ainda de acordo com Brady & Brown (2006), frequentemente o projeto do sistema de suporte ou reforço é empírico baseado em práticas já utilizadas em condições similares ou estágios anteriores do mesmo empreendimento. Contudo, é preferível o uso de ferramentas racionais, como modelos computacionais. O sistema de suporte pode ser dividido em três principais aplicações:

- Suporte e reforço local para estabilizar blocos individuais ou zonas instáveis nos limites da escavação;
- Reforço geral ou sistemático cujo o objetivo é mobilizar e conservar a resistência inerente do maciço rochoso;
- Suporte e reforço projetado para resistir ao carregamento dinâmico originado de processos de falha frágil do maciço, explosões de rocha (*Rock Burst*).

Como o túnel aqui estudado apresenta baixa possibilidade de apresentar falha frágil da rocha intacta, devido ao grau de fraturamento e pouca profundidade, a última aplicação não será detalhada.

O suporte ou reforço local pode ser dividido em duas categorias: para maciços com camadas horizontais, onde as camadas se comportam de forma similar a vigas, para estabilizar o teto da

escavação; e, para estabilizar blocos formados pelas interseções entre três discontinuidades e os limites da escavação.

O reforço geral ou sistemático procura mobilizar e conservar a resistência inerente ao maciço. Esse objetivo pode ser alcançado criando um arco de rocha autoportante. Para essa aplicação, é usual na prática, o projeto do sistema de suporte é baseado em uma combinação de experiências empíricas, classificações geomecânicas (Sistemas RMR e Q) e modelagem computacional.

Os autores ainda comentam sobre os principais componentes de um sistema de suporte, tirantes são elementos de aço que possuem elevada resistência à tração, sendo utilizados no reforço do maciço rochoso. Podendo ser classificados pelos seguintes termos: Fio (um único elemento sólido) ou helicoidais (muitos fios entrelaçados, flexível) e Tendon (pré tensionado, reforço ativo) ou Dowel (não tensionado, reforço passivo).

Concreto Projetado é aplicado pneumaticamente na superfície da escavação para prover suporte passivo ao maciço. Composto de cimento Portland, agregados, água e uma gama de aditivos como aceleradores e retardantes de cura, plastificadores e fibras para reforçá-lo. Pode ser usado em conjunto de uma tela de aço para aumentar a resistência à tração do sistema de suporte.

O autor cita algumas das principais características que esse material deve possuir, são elas:

- Resistência inicial - a mistura deve resistir já nas primeiras horas às deformações impostas;
- Resistência a longo prazo – a dosagem deve ser cuidadosamente elaborada para que as resistências de projeto não sejam comprometidas pela adição de aditivos;
- Durabilidade - a mistura deve resistir a ambientes potencialmente agressivos como águas ácidas ou emissão de gases de motores de combustão interna;
- Economia - Deve ser realizado um estudo de viabilidade econômica dos materiais e as perdas devem ser minimizadas.

Tela metálica soldada é utilizada para conter pequenos pedaços de rocha entre tirantes e para reforçar o concreto projetado, segundo Kaiser (2017), telas metálicas devem ser utilizadas em ambientes com risco de explosão de rocha (*Rock Burst*) pois se deformam sem grandes problemas, ao contrário do concreto projetado.

Diferentes suportes possuem diferentes mecanismos, enquanto tirantes funcionam majoritariamente à tração o concreto projetado pode agir de diversas maneiras, como exemplificado na Figura 2.14.

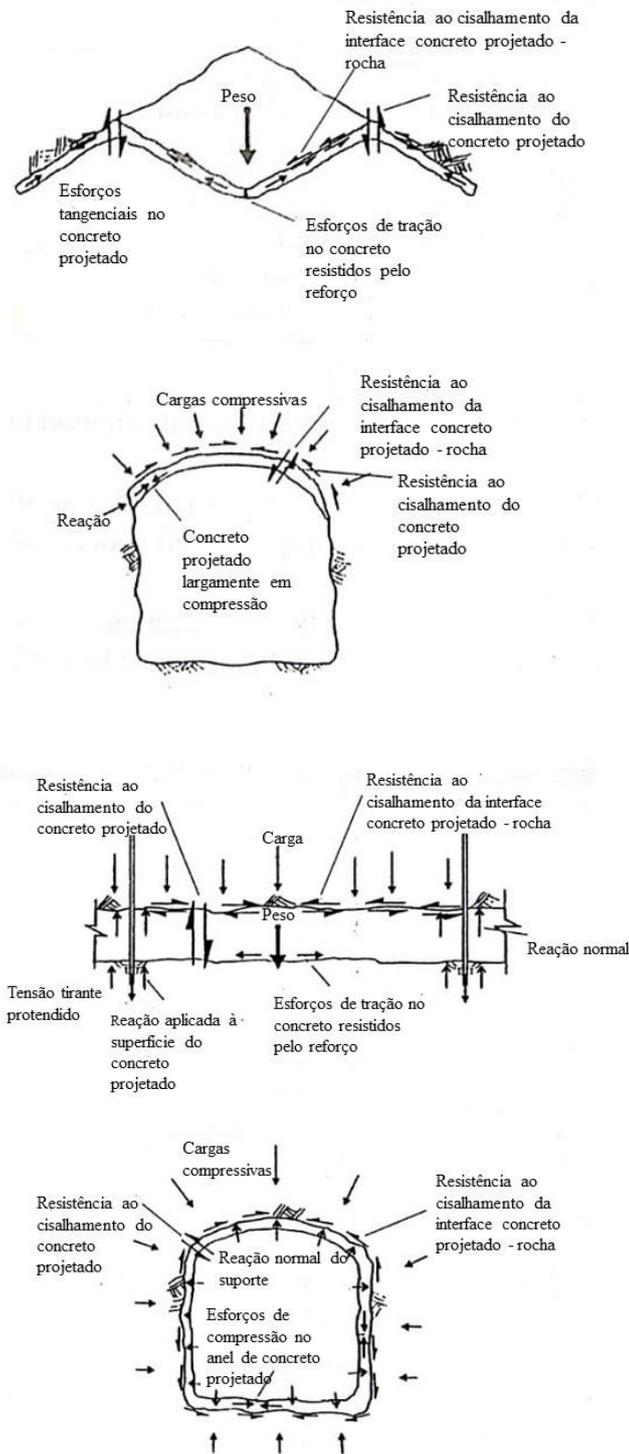


Figura 2.14 – Alguns mecanismos de suportes desenvolvidos no concreto projetado (Brady & Brown, 2006 – Modificado).

### 3. METODOLOGIA

#### 3.1. ESTUDO DE CASO

Para aplicar os conhecimentos, foi escolhido um par de túneis rodoviários paralelos (Túnel Sul com 815,74 metros e Túnel Norte com 865,02 metros) em fase de projeto na região próxima à Florianópolis, Santa Catarina, denominado Túnel 3 do Contorno de Florianópolis, Trecho Sul A, no km 225,5. Vale ressaltar que esse estudo é apenas teórico e não questiona a qualidade ou as decisões do projeto.

O projeto (ANTT, 2017), conjuntamente com o memorial de cálculo e as plantas foram fornecidos pela Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT) e inclui: Geometria, Geotecnia, Estrutura (taludes e túnel), Pavimentação, Sinalização, Iluminação, Instalações, Ventilação, Sistemas, Prevenção à incêndio, Estudo de Tráfego, Estudo Topográfico e Drenagem. Aqui serão tratadas as partes de Geotecnia e Estrutura do túnel.

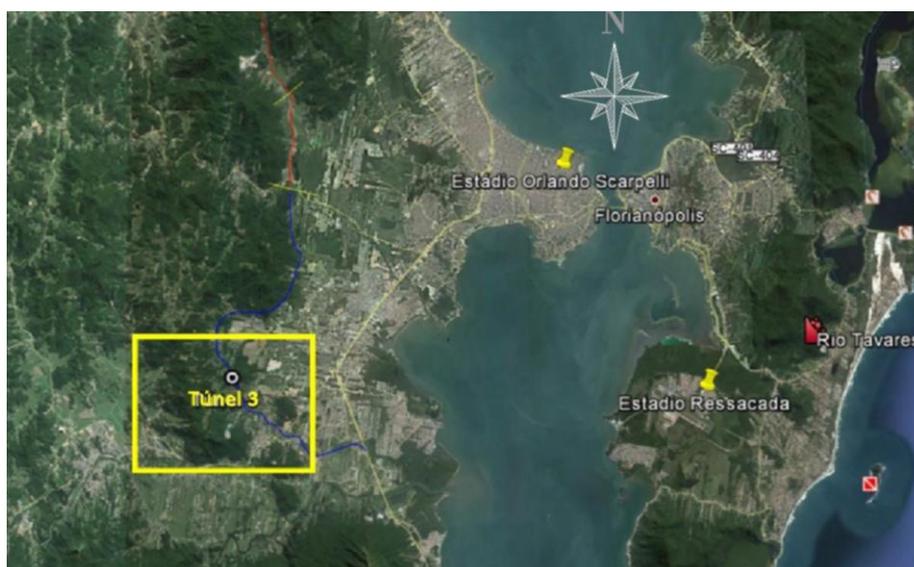


Figura 3.1 – Localização do Túnel.

Com base nos estudos de tráfego foi definida a necessidade de duas faixas de rolamento de 3,60 metros e acostamento com 3,00 metros. A seção tipo do túnel tem geometria de um segmento circular com 16,46 metros de diâmetro e nove metros de altura.

Os cronogramas de obras atuais estabelecem o ano de 2020 como o primeiro ano de operação do Contorno de Florianópolis no seguimento de projeto.

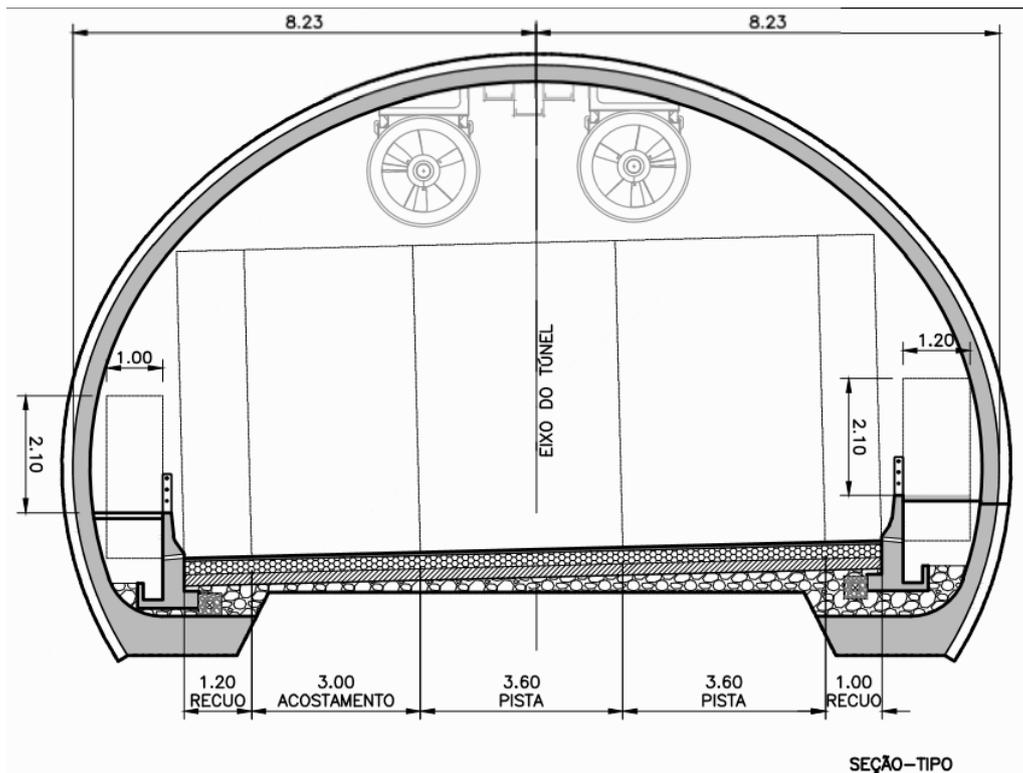


Figura 3.2 – Seção Tipo proposta para a escavação.

Resumidamente pode-se dizer que os estudos de geologia revelam um maciço rochoso, com predomínio de granitos, com um modelo estrutural constituído de feições típicas de deformações em zonas de cisalhamento, submetido a sucessivos esforços tectônicos e estágios deformacionais de reologia rúptil a deformações dúcteis. A história geológica da região gerou diversas feições geológicas que incorporam anisotropia ao maciço.

O maciço rochoso é constituído majoritariamente por rochas, muitas vezes apresentando textura milonítica, relacionadas a zonas locais de cisalhamento. Ocorrem de forma subordinada rochas gnáissicas, que constituem o maciço encaixante dos granitos amplamente observados.

A partir dos estudos geológicos foi estimada a vazão de base de contribuição (infiltração) utilizada no projeto é de  $11/m^2 \times dia$ , trata-se de uma vazão usual em obras deste tipo. Após os tratamentos das fissuras e considerando a superfície do túnel resulta numa vazão de 12 l/s. As percolações hidrogeológicas constituem sistemas de aquíferos fissurais, os quais podem ou não ser interligados, dependendo do padrão estrutural implícito à rocha.

Devido a carência de informações e heterogeneidade do meio a vazão adotada em projeto pode variar bastante por isso serão adotadas medidas preventivas/mitigatórias, como prospecções de frente sistemáticas e injeções de micro-cimento para os casos em que regiões com vazões maiores que as previstas sejam encontradas durante as escavações, como parte intrínseca do método observacional que rege a construção de túneis em NATM.

## **3.2. OBTENÇÃO DE PARÂMETROS**

A partir de ensaios e observações de campo disponíveis, apresentados de acordo com as orientações da Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas, (ISRM, 1978), foi possível estimar os parâmetros para as análises propostas, de forma direta ou através de dados e correlações presentes na literatura.

Os ensaios utilizados na obtenção de parâmetros foram sondagens mistas que apresentam a descrição dos materiais, coerência, grau de alteração, preenchimento das descontinuidades e nível d'água. A permeabilidade do maciço foi obtida por ensaios de perda d'água sob pressão. Para descrever com maior precisão a orientação e a profundidade das descontinuidades foi utilizado o método geofísico de imageamento acústico.

Porém, as propriedades da rocha intacta não são estabelecidas nos ensaios, apenas características mineralógicas, coerência e grau de alteração.

Os parâmetros que não foram determinados no Capítulo 3, como detalhes do sistema de tirantes utilizado, foram tomados como as opções *default* dos *softwares* utilizados.

### **3.2.1. ROCHA INTACTA**

Para descrever as propriedades do material rochoso foi escolhido o critério de ruptura Hoek & Brown (1980). Na escala de rocha intacta devem ser estimados dois parâmetros: o primeiro é  $\sigma_{ci}$ . Os relatórios disponíveis não possuíam ensaios que analisam as propriedades mecânicas do material, portanto, o valor desse parâmetro foi definido segundo os valores presentes em Lama & Vutukuri (1978).

Segundo os autores, os valores foram obtidos em maciços localizados na antiga União Soviética e variam entre 307 e 314 MPa, condizentes com rochas inalteradas. Para se aproximar da realidade de um maciço alterado próximo à superfície em uma região tropical, foi utilizado 100 MPa como  $\sigma_{ci}$ , cerca de 1/3 do valor encontrado na literatura.

O segundo Parâmetro,  $m_i$ , idealmente deve ser determinado em laboratório, porém, na falta de ensaios, o *Software RocData* fornece valores para diversos tipos de rocha.

Aumentando a escala para o nível do maciço rochoso é necessária a utilização de um terceiro parâmetro, o GSI que avalia o grau de liberdade do maciço. O valor de GSI foi estimado a partir dos parâmetros  $j_r$ ,  $j_a$  e RQD do Sistema Q, segundo Hoek *et al.* (2013), essa aproximação tem precisão adequada. As propriedades da rocha intacta foram obtidas com auxílio do Software RocData, desenvolvido pela RocScience, os resultados estão dispostos na Tabela 3.1 e as envoltórias de ruptura do critério de Hoek & Brown para o material em questão, Migmatito, se encontram na Figura 3.3.

Tabela 3.1 – Parâmetros da rocha intacta e do maciço rochoso utilizados na modelagem computacional obtidos no *software RocData*.

Classificação Hoek-Brown	
$\sigma_{ci}$ (MPa)	100
GSI	59
$m_i$	29
Fator de Perturbação	0
Módulo da rocha intacta (MPa)	37500
Relação de módulo	375
Critério de Hoek-Brown	
mb	6,71
s	0,011
a	0,503
Aplicação da envoltória de ruptura	
Aplicação	Geral
$\sigma_3$ máximo (MPa)	25
Envoltória de Mohr-Coulomb	
Coesão	7,72
Ângulo de atrito (°)	42,43
Parâmetros do maciço rochoso	
Resistência à tração (MPa)	-0,16
Resistência à compressão uniaxial (MPa)	10,11
Resistência global (MPa)	35,02
Módulo de deformabilidade (MPa)	18648,30

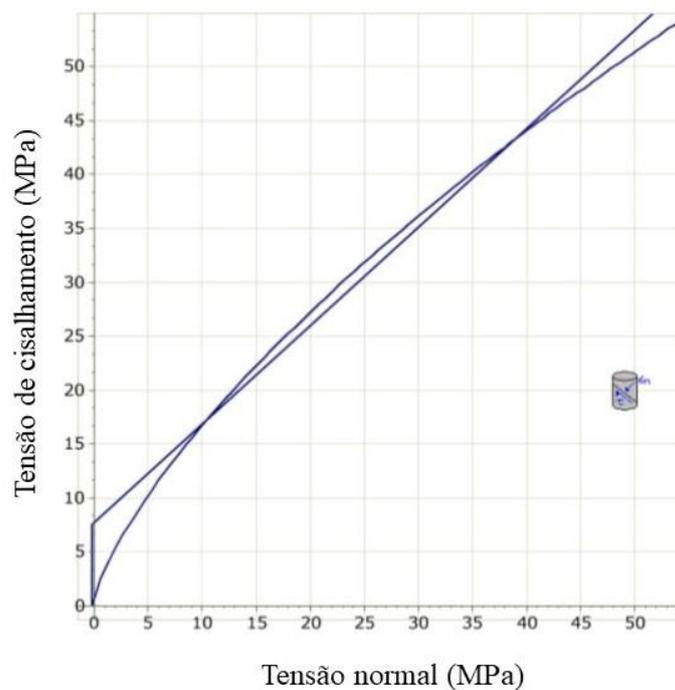


Figura 3.3 - Envoltória de Ruptura Hoek & Brown e Mohr-Coulomb obtidas com *software* RocData.

### 3.2.2. DESCONTINUIDADES

A partir dos dados obtidos no imageamento acústico dos furos de sondagem, foi possível, com auxílio do *Software* DIPS, agrupar as descontinuidades em três famílias, Figura 3.4, e determinar a orientação média de cada uma. O espaçamento das famílias foi calculado a partir das medidas de profundidade existentes nos resultados do ensaio de imageamento acústico.

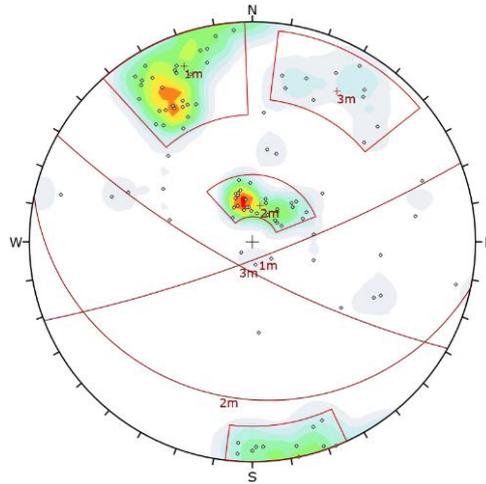


Figura 3.4 – Descontinuidades agrupadas em famílias, obtida com o *software* DIPS.

A persistência das descontinuidades é de difícil determinação, especialmente a partir de furos de sondagem, porém é um dos parâmetros mais importantes na determinação das dimensões dos blocos que formam o maciço. O procedimento usual para contornar esse problema é considerar a persistência como infinita, uma vez que essa seria a situação mais crítica. Contudo, isso fornece um resultado muito conservador e não é compatível com os princípios atuais de otimização. Vakili *et al.* (2014) estudando Redes Discretas de Fraturas (DFN – *Discrete Fracture Network*) se depararam com esse problema e desenvolveram uma relação entre a frequência de fraturas, o parâmetro  $j_v$  (fraturas/m<sup>3</sup>) e a persistência. Os autores ressaltam que essa relação só deve ser aplicada em descontinuidades com orientações similares, logo, os parâmetros foram calculados individualmente para cada família.

$$Persistência = 1,68 * Frequência^{0,515} / j_v^{0,518} \quad (\text{Equação 3.1})$$

Através de uma relação entre RQD e  $j_v$  desenvolvida por Palmstron (2005), Equação 2.5, foi possível estimar o parâmetro  $j_v$ .

Para estimar a resistência ao cisalhamento das descontinuidades foi escolhido o método desenvolvido por Barton & Choubey (1977) e as modificações descritas em Barton & Bandis (1990), pela facilidade e confiabilidade na obtenção de parâmetros a partir dos dados disponíveis.

$$\tau = \sigma_n \text{tg}[\text{JRC} * \log\left(\frac{\text{JCS}}{\sigma_n}\right) + \varphi_r] \quad (\text{Equação 3.2})$$

Onde ( $\tau$ ) é a resistência ao cisalhamento de uma dada descontinuidade,  $\sigma_n$  é a tensão normal à descontinuidade,  $\varphi_r$  é o ângulo de atrito residual, JRC é o Coeficiente de Rugosidade das Descontinuidades e JCS é  $\sigma_c$  das paredes das descontinuidades.

O parâmetro  $\sigma_n$  é o fator externo que mais influência na resistência ao cisalhamento entre blocos, dependendo do estado de tensões *in situ* e presença de água no maciço.

O parâmetro JCS foi determinado a partir dos valores do grau de alteração apresentados no relatório de sondagens mistas. A  $\sigma_c$  do material adjacente às descontinuidades, JCS, é estimada como uma fração do valor da resistência da rocha intacta, dependendo do grau de alteração e intemperismo do maciço. Barton & Choubey (1977) estimam um valor de  $[\sigma_c/\text{JCS}] = 4$  como um limite inferior conservador. Os valores de JCS foram determinados na Tabela 3.2:

Tabela 3.2 - Determinação do Parâmetro JCS, de Barton & Choubey (1977), a partir do grau de alteração do maciço.

Grau de Alteração		$\sigma_c/\text{JCS}$	JCS (MPa)
A1	Rocha sã ou praticamente sã	1,5	66,7
A2	Rocha medianamente alterada	2	50
A3	Rocha muito alterada	3	33,3
A4	Rocha extremamente alterada	4	25

Barton & Bandis (1990) desenvolveram o ábaco da Figura 3.5, onde a partir da classificação sugerida por ISRM (1978) é possível determinar os parâmetros de rugosidade das descontinuidades para o sistema Q ( $J_r$ ) e para o critério de resistência ao cisalhamento das descontinuidades (JRC), levando em consideração o efeito escala dos blocos.

Relação entre $J_r$ e $JRC_n$ Subscrito se refere ao tamanho do bloco (cm)		$J_r$	$JRC_{20}$	$JRC_{100}$
I	Rugosa 	4	20	11
II	Lisa 	3	14	9
III	Polida 	2	11	8
Recortada				
IV	Rugosa 	3	14	9
V	Lisa 	2	11	8
VI	Polida 	1.5	7	6
Ondulada				
VII	Rugosa 	1.5	2.5	2.3
VII	Lisa 	1.0	1.5	0.9
IX	Polida 	0.5	0.5	0.4
Plana				

Figura 3.5 – Relações entre  $j_r$  (Sistema Q) e  $JRC_n$  para amostras de 200 mm e 1000 mm (Barton & Bandis, 1990 – Modificado).

Para determinar o ângulo de atrito residual ( $\varphi_r$ ) e o parâmetro  $j_a$  do sistema Q foram comparadas as descrições das discontinuidades (preenchimento e grau de alteração), existentes no relatório de sondagens mistas, com os casos expostos em NGI (2015), Barton & Choubey (1977) e Barton & Bandis (1990).

Na Tabela 3.3 estão dispostos os parâmetros de discontinuidades utilizados na modelagem numérica.

Tabela 3.3 - Parâmetros das discontinuidades utilizados na Classificação Geomecânica e Modelagem computacional.

Família	1	2	3
Mergulho (°)	82	19	76
Azimute (°)	159	192	209
Espaçamento (m)	0,429	2,158	1,438

Frequência (Fraturas/m)	0,6	0,45	0,15
Persistência (m)	0,56	0,54	0,27
$J_r$	2,4	2,6	3,0
$J_a$	6	3	3
$\Phi_r$ (°)	19	25	27,5
JCS (MPa)	47	50	56
JRC	13	14	14
RQD	97%	100%	97%

### 3.2.3. ESTADO DE TENSÕES

Na determinação das tensões *in situ* foi feita a suposição de que a escavação se encontra suficientemente no interior do maciço para que as direções das tensões principais sejam verticais e horizontais. Hoek & Brown (1980) expõem que a tensão vertical ( $\sigma_z$ ) pode ser considerada como a sobrecarga das camadas adjacentes de acordo com a Equação 2.9.

Os autores, analisando tensões *in situ* em diversas profundidades, concluíram que obras subterrâneas a pouca profundidade,  $z < 500 \text{ m}$ , os valores de k são maiores que a unidade. Devido a falta de ensaios para a obtenção desse parâmetro ele foi utilizado como uma faixa de valores, tanto na Classificação Geomecânica como nos modelos computacionais.

### 3.2.4. SISTEMA DE SUPORTE

Neste Item serão definidos os parâmetros utilizados no sistema de suporte, assumindo que concreto projetado e tirantes são suficientes para estabilizar a escavação. As propriedades do concreto projetado foram determinadas de acordo com a Norma Brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014). O *software* UnWedge necessita apenas do peso específico e da resistência ao cisalhamento do concreto. O primeiro parâmetro foi tomado como  $24 \text{ kN/m}^3$ , valor usual para concreto armado.

Para determinar a resistência ao cisalhamento do concreto foi feita a hipótese que uma dada seção de concreto projetado se comporta como uma viga, foi considerado  $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ .

Segundo a norma NBR 6118 (ABNT, 2014) o cálculo de resistência ao esforço cortante (cisalhamento) de uma viga deve atender dois requisitos.

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \quad (\text{Equação 3.3})$$

$$V_{sd} \leq V_C + V_{sw} \quad (\text{Equação 3.4})$$

Onde,  $V_{sd}$  é a força cortante solicitante de cálculo, na seção,  $V_{Rd2}$  é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto,  $V_C$  é a parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça e  $V_{sw}$  a parcela resistida pela armadura transversal. Como não é considerada a presença de estribos  $V_{sw}=0$ .

$$V_{Rd2} = 0,27 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) * \left(\frac{f_{ck}}{1,4}\right) * b_w * d \quad (\text{Equação 3.5})$$

$$V_C = 0,126 * b_w * d * f_{ck}^{2/3} \quad (\text{Equação 3.6})$$

Onde,  $b_w$  é a largura da viga (tomada como 1 m),  $d$  é a espessura da viga O valor de 1,4 corresponde a um coeficiente de redução da resistência do concreto, a NBR 6118 (ABNT, 2014) determina que os esforços solicitantes sejam majorados em 40%. Resolvendo as Equações 3.5 e 3.6 em função de  $d$  e  $b_w$  temos a seguintes expressões:

$$V_{Rd2} = 3,64 * d * b_w \quad (\text{Equação 3.7})$$

$$V_C = 0,87 * d * b_w \quad (\text{Equação 3.8})$$

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014),  $V_C$  e  $V_{Rd2}$  são dados em termos de força. Ao não multiplicar os termos  $d$  e  $b_w$  os valores de  $V_C$  e  $V_{Rd2}$  são dados em termos de tensões. Como para um mesmo valor de  $d$ ,  $V_C < V_{Rd2}$ , será considerada apenas  $V_C$ . Devido ao processo de endurecimento do concreto não ser linear é considerada uma redução do Módulo de Young de 30 GPa para 10 GPa<sup>1</sup>, foi ainda considerado um coeficiente de Poisson  $\gamma = 0,2$ .

As propriedades dos tirantes foram tomadas como as opções *default* do *software* RS<sup>2</sup>.

---

<sup>1</sup> Comunicação pessoal de André Pacheco de Assis, em 25 de Junho de 2018.

As propriedades dos tirantes e do concreto projetado utilizadas são descritas na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Parâmetros utilizados no sistema de suporte.

Concreto Projetado	
$f_{ck}$ (MPa)	30
Resistência ao cisalhamento (MPa)	$V_C = 0,87 * d * b_w$
Módulo de Young (GPa)	10
Coefficiente de Poisson	0,2
Tirantes	
Tipo de tirante	Ancorado no interior do maciço
Diâmetro (mm)	19
Módulo (GPa)	200
Resistência à tração (MN)	0,1

### 3.3. CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA

O método empírico escolhido foi o Sistema Q de Barton et al. (1974), neste trabalho, foi utilizada a versão descrita em NGI (2015).

O quociente ( $RQD/j_n$ ) fornece uma estimativa do tamanho dos blocos que constituem o maciço. O valor de RQD para a seção estudada é 97%. O valor de  $j_n$  é função do número de famílias, segundo NGI (2015) para três famílias (Figura 3.4) em conjunto com descontinuidades aleatórias o valor desse parâmetro é igual a 12.

O segundo quociente ( $j_r/j_a$ ) foi determinado a partir do relatório de sondagens mistas, analisando a rugosidade, o parâmetro  $j_r$  e o parâmetro  $j_a$  foi obtido a partir da descrição do preenchimento e grau de alteração. Os valores dos dois parâmetros foram agrupados de acordo com a famílias encontradas no Item 3.2.2. Os resultados estão dispostos na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 - Parâmetros de resistência ao cisalhamento entre blocos, obtidos de acordo com NGI (2015), utilizados na Classificação Geomecânica.

Família	1	2	3
$j_r$	2,4	2,6	3,0
$j_a$	6	3	2,6
$j_r/j_a$	0,4	0,9	1,2

O valor do último quociente ( $j_w/SRF$ ) foi obtido tomando o parâmetro  $j_w$  como 0,66, indicando fluxo médio com gotejamento dentro do túnel. Devido à pouca profundidade da escavação e ao baixo nível de tensões atuantes, o valor do parâmetro SRF foi tomado como 2.

Na determinação da Dimensão Efetiva foi definido o valor de ESR (Excavation Support Ratio – Relação de Suporte da Escavação), ou seja, o fator de segurança que varia de acordo com a finalidade do empreendimento. Túneis temporários de mineração possuem ESR entre 3 e 5, estações nucleares subterrâneas tem ESR de 0,8. No caso de túneis rodoviários o valor de ESR recomendado em NGI (2015) é de 1,3. A dimensão efetiva é a razão entre a maior dimensão da escavação, aproximadamente 16,5m, e ESR. Logo o túnel tem uma dimensão efetiva de 12,7m.

### 3.4. MODELAGEM NUMÉRICA

#### 3.4.1. UNWEDGE

A partir dos parâmetros obtidos no Item 3.2 foram realizadas simulações para calcular o fator de segurança de blocos potencialmente instáveis. Devido às incertezas na determinação das persistências das descontinuidades, ainda mais quando os dados são provenientes de testemunhos de sondagem, foram realizadas simulações variando esse parâmetro, associadas com a presença de água e tensões *in situ* no maciço ( $k=1$ ). Foram utilizados como base os valores obtidos pela Equação 3.1, sendo multiplicado por fatores de 1, 3, 5, 10, 50 e 100, foram ainda consideradas descontinuidades com persistência infinita. Para cada um dos quatro casos da Tabela 3.4 foram simuladas as 7 variações de persistência totalizando 28 simulações.

Tabela 3.6 – Modelos construídos com o *Software* UnWedge

Casos	Presença de		Fator de multiplicação das persistências						
	Água	Tensões <i>in situ</i>							
I	Não	Não	1	3	5	10	50	100	$\infty$
II	Não	Sim	1	3	5	10	50	100	$\infty$
III	Sim	Sim	1	3	5	10	50	100	$\infty$
IV	Sim	Não	1	3	5	10	50	100	$\infty$

O objetivo dessa etapa é determinar a representatividade da persistência das descontinuidades no tamanho dos blocos, na estabilidade da escavação, os efeitos gerados pela presença de água

e tensões *in situ* no maciço, determinar o sistema de suporte necessário para a estabilização dos blocos e estabelecer parâmetros a serem utilizados na modelagem com o *Software* RS<sup>2</sup>.

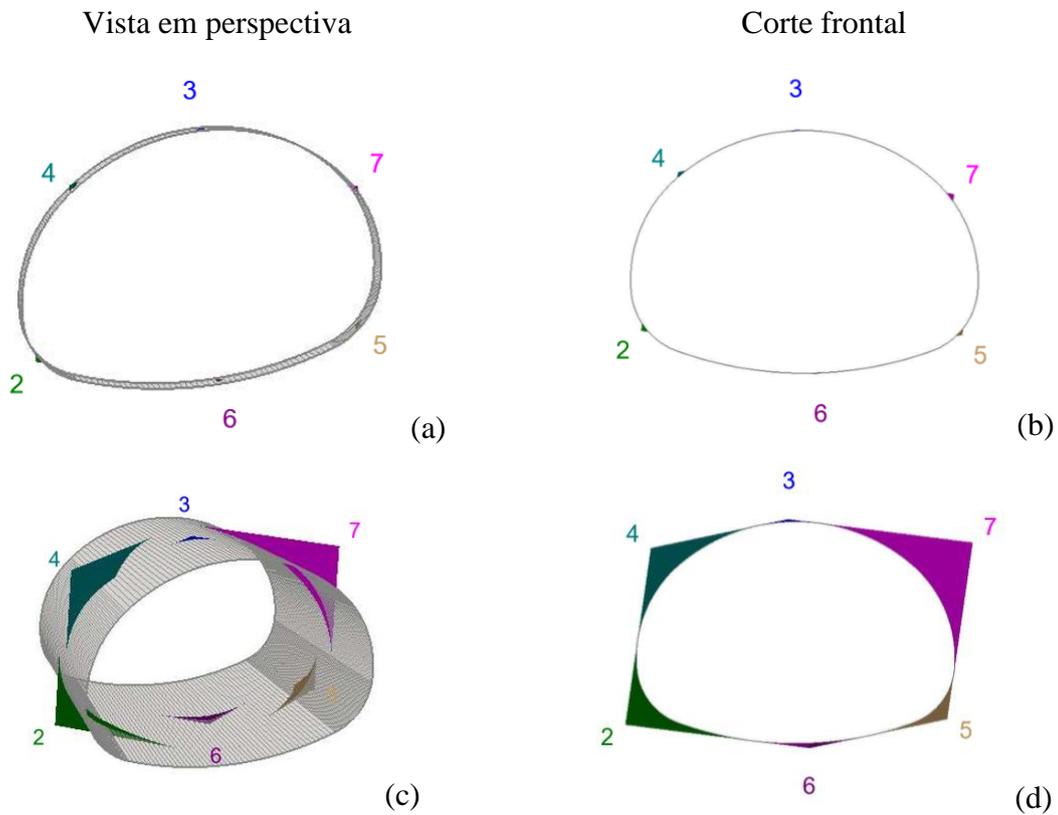


Figura 3.6 – Modelos construídos no software UnWedge. (a) e (b) representam modelos com as persistências calculadas com a Equação 3.1 desenvolvida por Vakili et al. (2014); (c) e (d) representam modelos com as persistências infinitas.

Os blocos são identificados de acordo com a Tabela 3.7.

Tabela 3.7 - Identificação nos blocos no perímetro da abertura e nas frentes da escavação.

[2]	Canto inferior esquerdo
[3]	Teto
[4]	Canto superior esquerdo
[5]	Canto inferior direito
[6]	Chão
[7]	Canto superior direito
[9]	Frente de escavação mais próxima
[10]	Frente de escavação mais distante

### 3.4.2. RS<sup>2</sup>

A partir dos modelos construídos com o *software* UnWedge foi determinado que multiplicar os valores obtidos na Equação 3.1 por fatores de 1, 10 e 50 fornece valores representativos que foram utilizados nas modelagens com o *software* RS<sup>2</sup>.

Como não foram realizadas medições *in loco* de tensões *in situ* e visto a importância desse parâmetro, segundo Hoek & Brown (1980), Goodman (1989), Brady & Brown (2006) e Armelin (2010), foi avaliada a influência desse parâmetro segundo as seguintes considerações: As tensões principais tem direção vertical e horizontal; a tensão vertical ( $\sigma_z$ ) é determinada pelo peso da coluna de rocha, de acordo com a Equação 2.9; a tensão horizontal é dada em termos da tensão vertical ( $\sigma_z$ ); os valores de k utilizados são condizentes com a Figura 2.12; quando a maior tensão principal ( $\sigma_1$ ) é perpendicular ao eixo do túnel se configura o caso mais desfavorável e  $\sigma_1$  paralelo ao eixo da escavação é favorável, Goodman (1989).

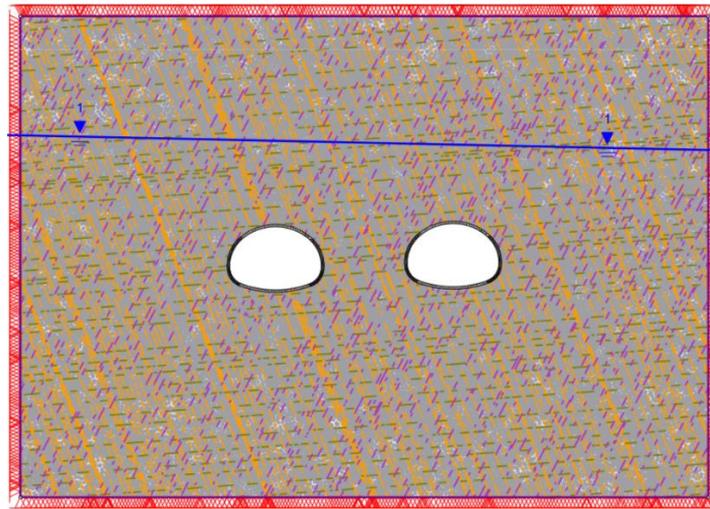
A influência das tensões *in situ* foi avaliada, primeiramente com k=1 (tensões horizontais e verticais com mesma magnitude) e então com k=2,5 fazendo duas considerações:

- i) ( $\sigma_1 = 3 * \sigma_z$ ) paralelo ao eixo do túnel e ( $\sigma_2 = 2 * \sigma_z$ ) perpendicular ao eixo do túnel;
- ii) ( $\sigma_1 = 3 * \sigma_z$ ) perpendicular ao eixo do túnel e ( $\sigma_2 = 2 * \sigma_z$ ) paralelo ao eixo do túnel.

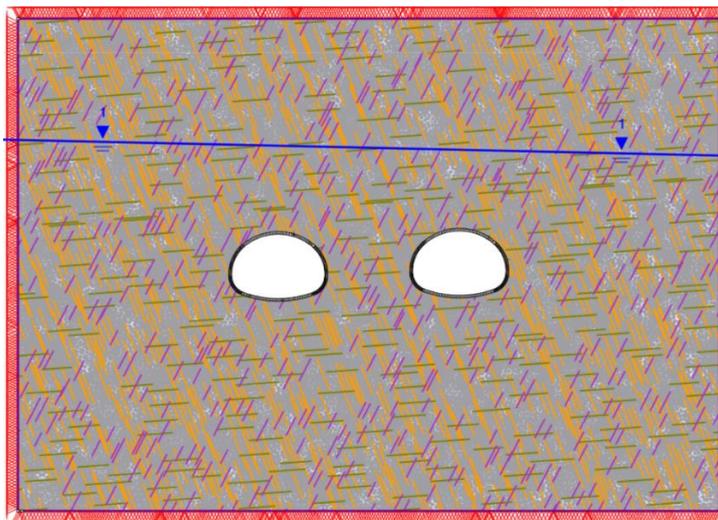
O mesmo procedimento foi utilizado multiplicando a persistência das discontinuidades por fatores de 1, 10 e 50. Uma vez realizadas as simulações, foi julgado o modelo mais representativo, no qual foi inserido o sistema de suporte, sendo testado nos cenários descritos na Tabela 3.6. Os modelos criados no *software* RS<sup>2</sup>, são descritos na Tabela 3.8 e na Figura 3.7 estão representados é observado a variação das persistências de cada modelo.

Tabela 3.8 – Modelos construídos com o *Software RS*<sup>2</sup>.

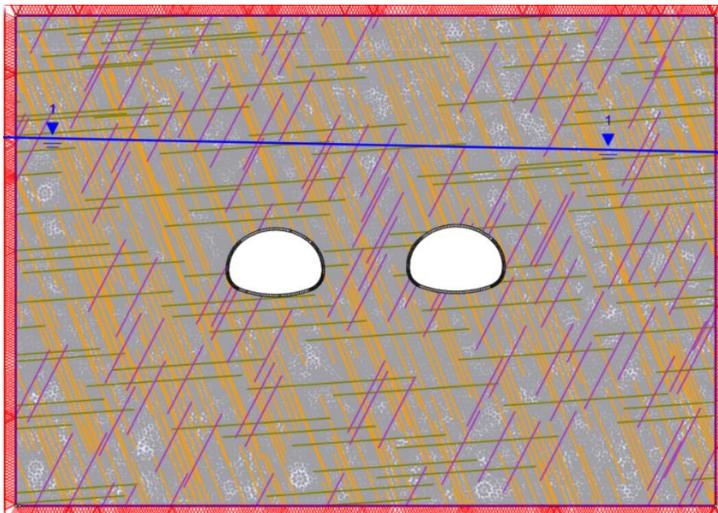
Fator de multiplicação das persistências	Caso	$\sigma_1$		$\sigma_2$		k
		Direção em relação ao eixo do túnel	Magnitude (* $\sigma_z$ )	Direção em relação ao eixo do túnel	Magnitude (* $\sigma_z$ )	
1	i	Paralelo	1	Perpendicular	1	1
	ii	Paralelo	3	Perpendicular	2	2,5
	iii	Perpendicular	3	Paralelo	2	2,5
10	iv	Paralelo	1	Perpendicular	1	1
	v	Paralelo	3	Perpendicular	2	2,5
	vi	Perpendicular	3	Paralelo	2	2,5
50	vii	Paralelo	1	Perpendicular	1	1
	viii	Paralelo	3	Perpendicular	2	2,5
	ix	Perpendicular	3	Paralelo	2	2,5



(a)



(b)



(c)

Figura 3.7 - Modelos criados com o *Software RS<sup>2</sup>* com persistências calculadas com a Equação 3.1, desenvolvida por Vakili et al. (2014), multiplicadas pelos seguintes fatores: (a) 1, (b) 10 e (c) 50.

### 3.4.3. COMPATIBILIZAÇÃO DO SISTEMA DE SUPORTE

Para determinar o sistema de suporte foram escolhidos os casos mais desfavoráveis, determinados através das modelagens numéricas descritas nos Itens 3.3.1 e 3.3.2. No *software* UnWedge, foi escolhida a dimensão de persistência mais representativa, levando em consideração os tamanhos dos blocos formados pela interseção das descontinuidades com os limites da escavação. Inicialmente foi colocada uma camada com espessura de 5 cm de concreto projetado que foi incrementada de 5 em 5 cm até todos os blocos possuírem Fator de Segurança  $> 1,5$ .

No *software* RS<sup>2</sup> o espaçamento e comprimento dos tirantes foram inicialmente baseados nas classes de suporte encontradas no Sistema Q, o concreto projetado teve sua espessura inicial igual à aquela encontrada no *software* UnWedge e foi sendo aumentada até a estabilização do maciço ser alcançada. Na Figuras 3.8 está demonstrado o sistema de suporte inserido nos modelos.

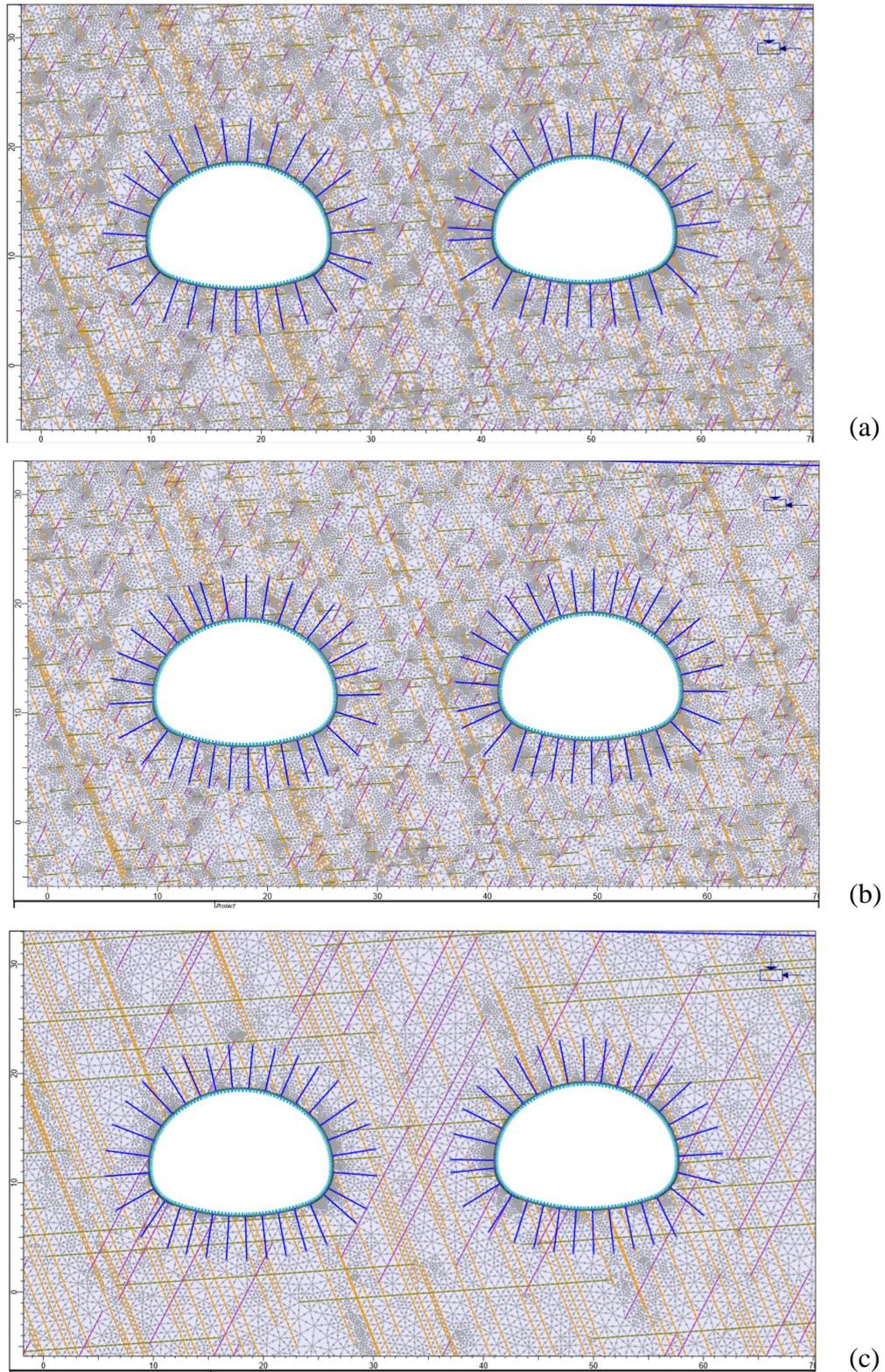


Figura 3.8 – Sistema de suporte inserido nos modelos criados com o *Software RS<sup>2</sup>* com persistências calculadas com a Equação 3.1, desenvolvida por Vakili et al. (2014), multiplicadas pelos seguintes fatores: (a) 1, (b) 10 e (c) 50.

## 4. RESULTADOS

### 4.1. CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA

O valor de Q foi inicialmente calculado com a média dos parâmetros de cada família. Porém, de acordo com NGI (2015), Q não é um valor fixo e sim um intervalo. Variando o quociente ( $j_r/j_a$ ) entre 0,4 e 1,2 (valores da família 1 e 3 respectivamente), o parâmetro *SRF* entre 1 e 5, NGI (2015) expõe que maciços com pequenas magnitudes de tensão podem ter instabilidade devido à dilatação (*dilation*), e o parâmetro  $j_w$  entre 0,5 e 1, uma vez que o fluxo de água no maciço pode variar com a precipitação no local, é possível estimar uma faixa de valores para Q de 0,32 a 9,70.

A dimensão efetiva da escavação é 12,7. Utilizando o ábaco da Figura 4.1 é possível encaixar o maciço nas classes de suporte 3, 4, 5 e 6, descritas em NGI (2015).

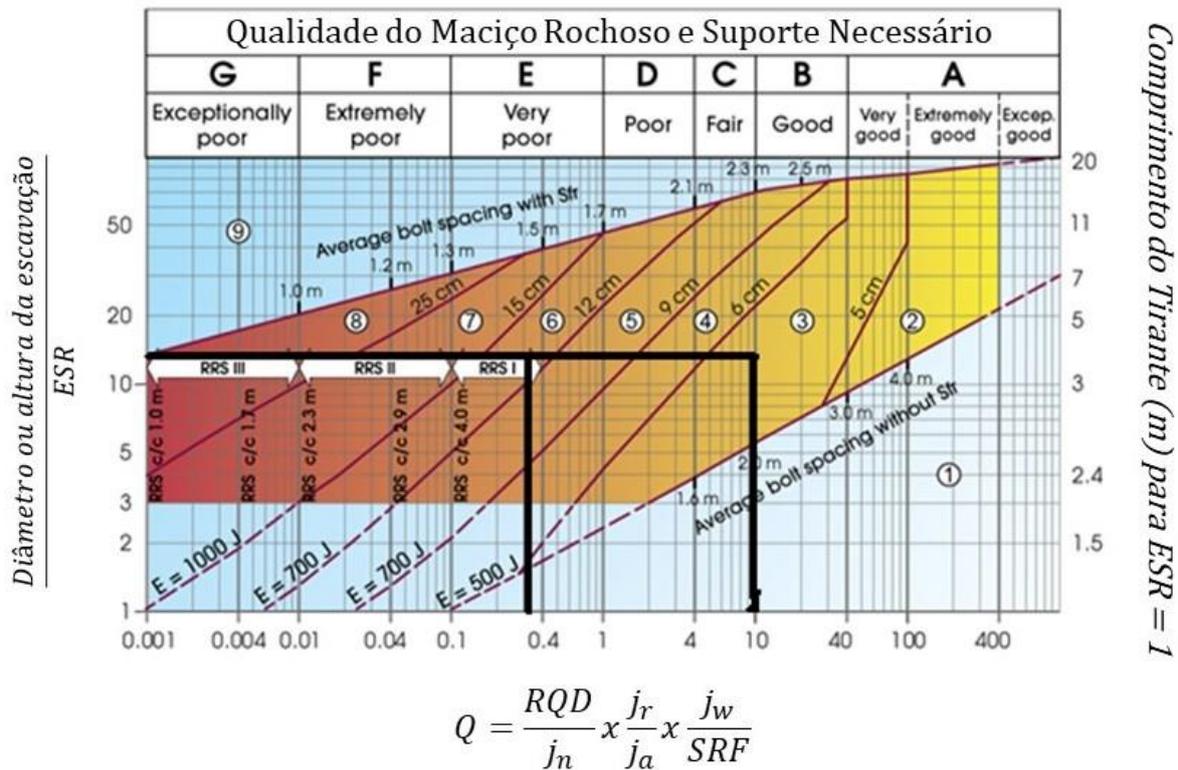


Figura 4.1 - Ábaco de suporte do Sistema Q (NGI, 2015 – Modificado).

O sistema de suporte para as classes abrangidas pelo intervalo de valores do sistema Q é descrito abaixo:

Classe 3 – Concreto projetado reforçado com fibras, com espessura de 5 a 6 cm, e tirantes com espaçamento de 2,2 m e 4 m de comprimento;

Classe 4 - Concreto projetado reforçado com fibras, com espessura de 6 a 9 cm, e tirantes com espaçamento de 2 m e 4 m de comprimento;

Classe 5 - Concreto projetado reforçado com fibras, com espessura de 9 a 12 cm, e tirantes com espaçamento de 1,8 m e 4 m de comprimento;

Classe 6 - Concreto projetado reforçado com fibras, com espessura de 9 a 12 cm, tirantes com espaçamento de 1,5 m e 4 m de comprimento e arcos reforçados de concreto projetado (duas camadas com seis vergalhões, 40 cm de espessura de concreto projetado e dois tirantes com diâmetro de 16 a 20 mm).

Na Figura 4.2 é observado um esquema de arco reforçado de concreto projetado de camada simples.

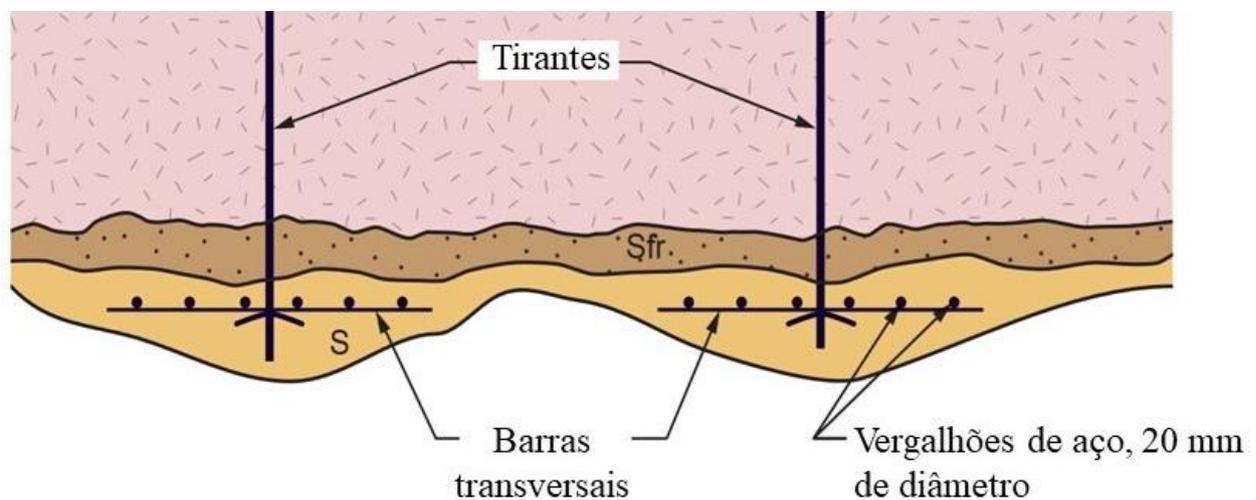


Figura 4.2 – Esquema de arco reforçado de concreto projetado de camada simples (NGI, 2015 – Modificado).

## 4.2. MODELAGEM NUMÉRICA

### 4.2.1. UNWEDGE

Inicialmente foi avaliada a influência das persistências no tamanho dos blocos que formam o maciço, incluindo os blocos na frente de escavação. Na Figura 4.3 é observada a relação entre o peso dos blocos e a dimensão das descontinuidades.

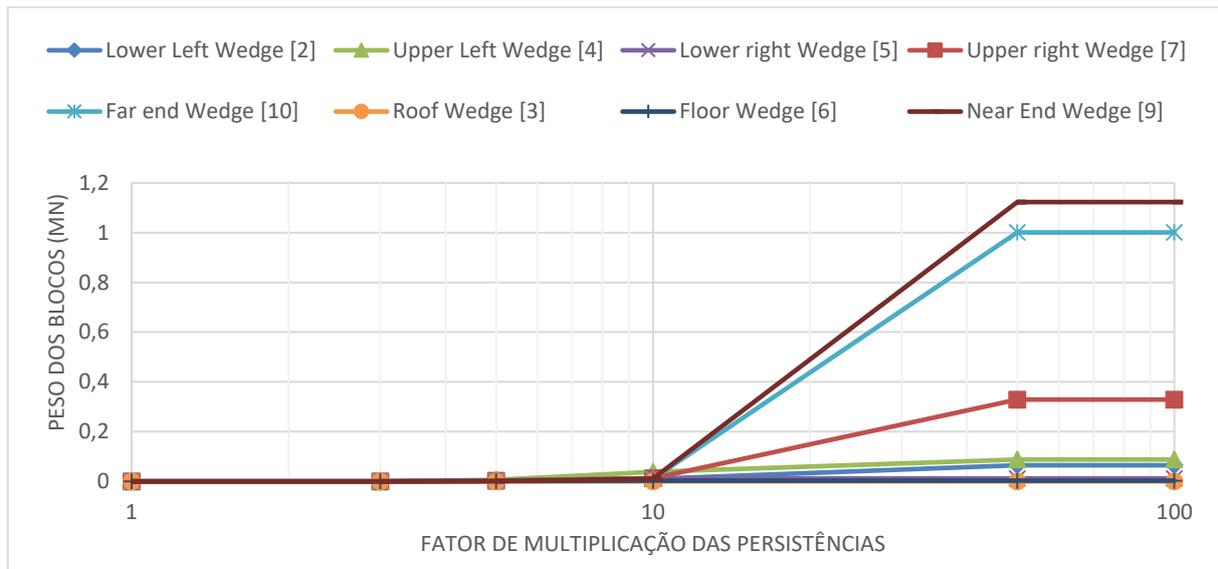


Figura 4.3 – Influência das Persistências no peso dos blocos

É possível observar que quando as persistências obtidas com a Equação 3.1 são multiplicados por 50, 100 ou são consideradas infinitas, os pesos, por tanto as dimensões, dos blocos não variam. Quando as persistências são multiplicadas por 10 é observado na da Figura 4.3 uma mudança na tendência do gráfico. Na modelagem numérica, utilizando o *software* RS<sup>2</sup>, foram tomados os fatores 1, 10 e 50 como representativos.

Foi avaliada a relação entre as dimensões das persistências e o fator de segurança dos blocos no perímetro da escavação para os casos I, II, III e IV descritos na Tabela 3.6, os resultados estão dispostos na Figura 4.4.

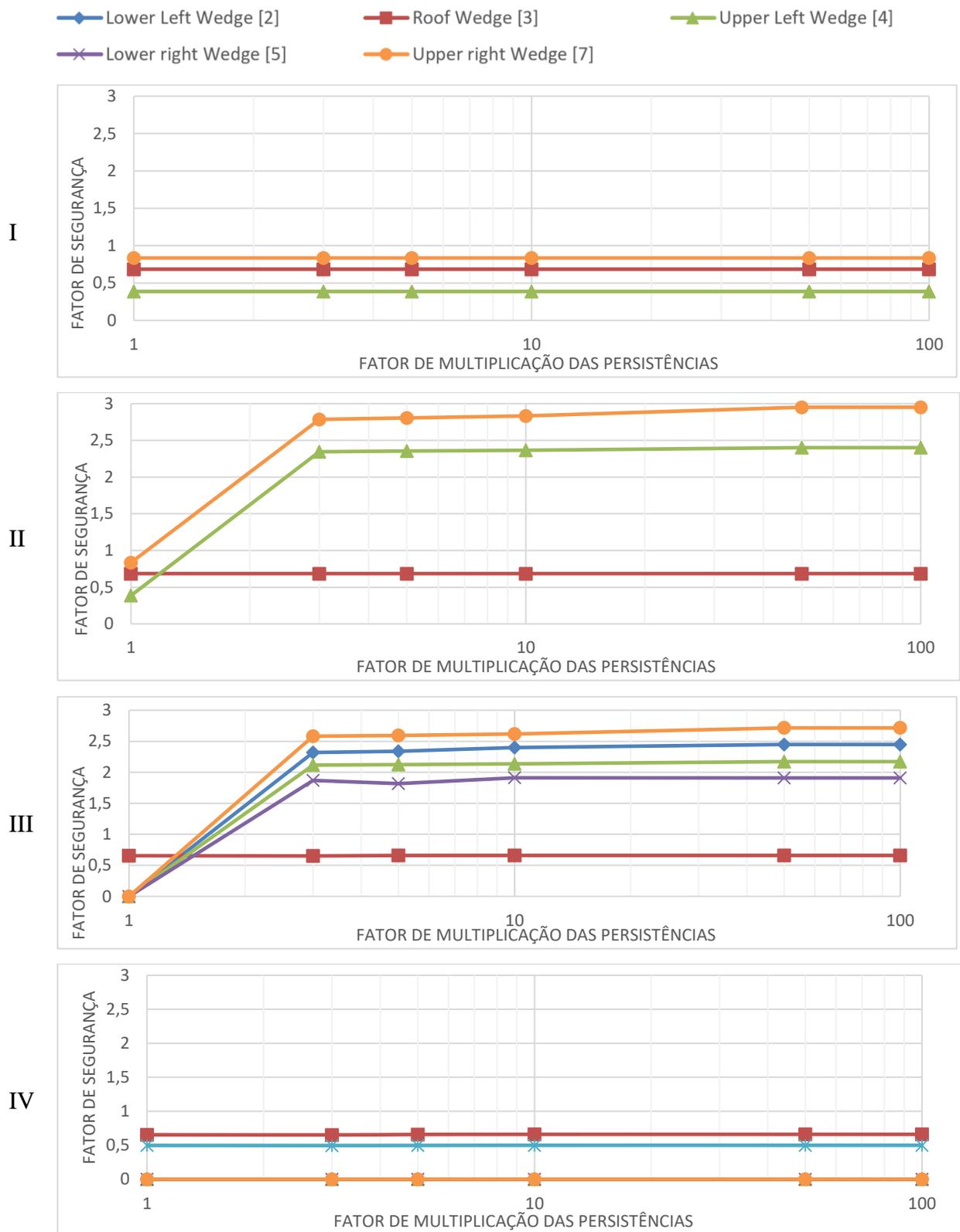


Figura 4.4 – Efeito da variação das dimensões no fator de segurança para os quatro casos simulados no *software* UnWedge.

Também foi avaliada a variação do Fator de Segurança para cada um dos quatro casos, combinações de tensões *in situ* e presença de água, para os três fatores de multiplicação das persistências (1, 10 e 50), observado na Figura 4.5.

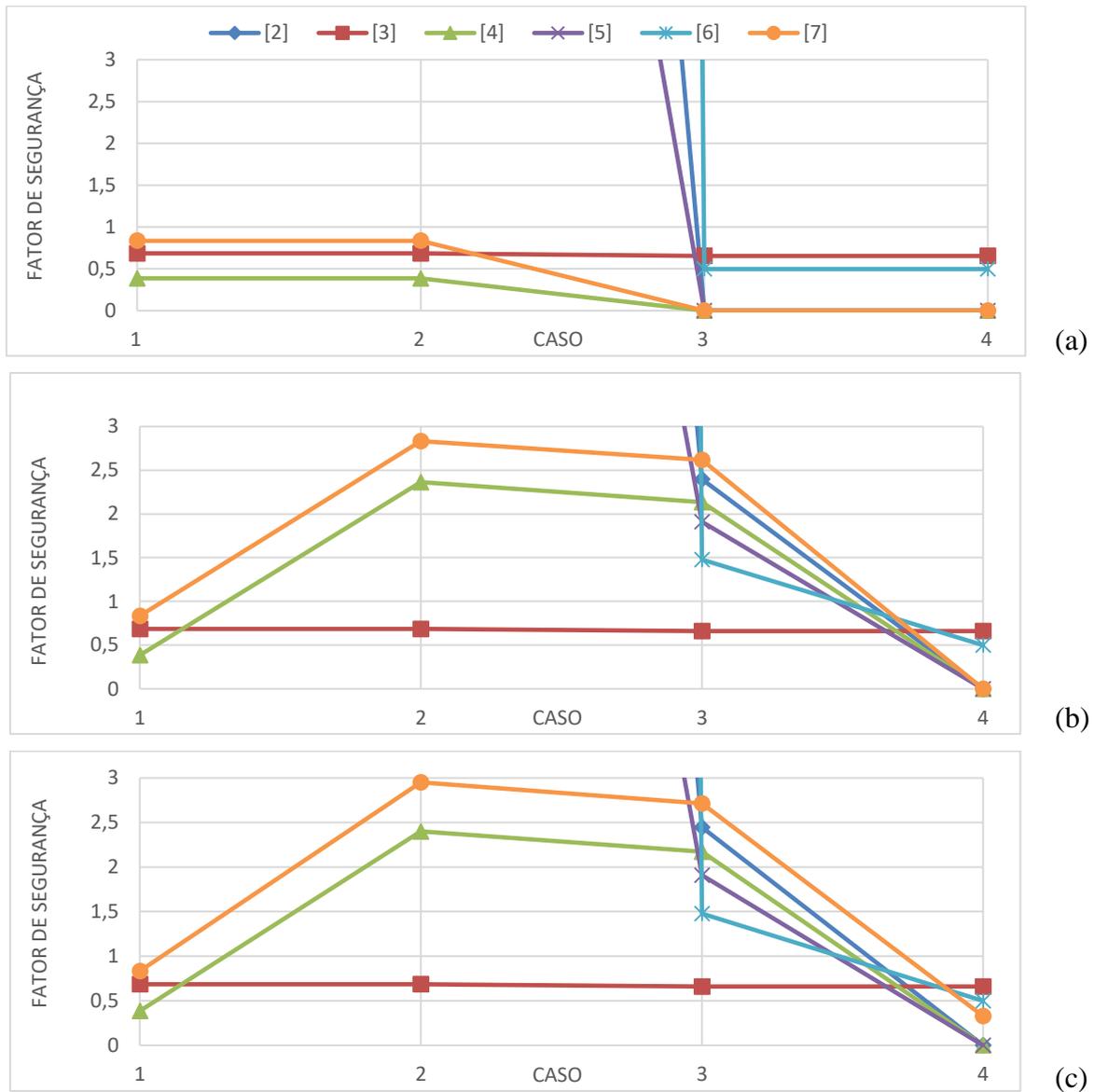


Figura 4.5 – Variação do Fator de Segurança para cada um dos quatro casos simulados no *software* UnWedge para persistências, calculadas através da Equação 3.1 desenvolvida por Vakili *et al.* (2014), multiplicadas por fatores de: (a) 1, (b) 10 e (c) 50.

As linhas quase verticais representam blocos que estavam estáveis ( $FS = \infty$ ) por motivos gráficos o fator de segurança de blocos estáveis foi considerado igual a 1000.

#### 4.2.2. RS<sup>2</sup>

Foram avaliados dois parâmetros obtidos no *software* RS<sup>2</sup> para determinar a influência das tensões *in situ* no maciço, o deslocamento máximo e o Fator de Segurança. As linhas cinzas nos modelos representam as deformações multiplicadas por um fator de 10. Na Tabela 4.1 estão resumidos os resultados obtidos. Na Figura 4.6 está representada a legenda para identificar os Fatores de Segurança de cada caso.

Tabela 4.1 - Resumo dos resultados obtidos com o *Software* RS<sup>2</sup>

Fator de multiplicação das persistências	Caso	$\sigma_1$		$\sigma_2$		k	Deslocamento máximo (m)	Figura
		Direção em relação ao eixo do túnel	Magnitude (* $\sigma_z$ )	Direção	Magnitude (* $\sigma_z$ )			
1	i	Paralelo	1	Perpendicular	1	1	0,184691	4.7
	ii	Paralelo	3	Perpendicular	2	2,5	0,194322	
	iii	Perpendicular	3	Paralelo	2	2,5	0,192879	
10	iv	Paralelo	1	Perpendicular	1	1	0,248594	4.8
	v	Paralelo	3	Perpendicular	2	2,5	0,24193	
	vi	Perpendicular	3	Paralelo	2	2,5	0,0384375	
50	vii	Paralelo	1	Perpendicular	1	1	0,289493	4.9
	viii	Paralelo	3	Perpendicular	2	2,5	0,291727	
	ix	Perpendicular	3	Paralelo	2	2,5	0,304736	

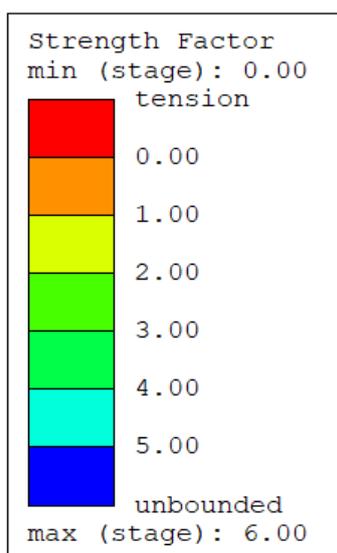


Figura 4.6 – Legenda adotada nas simulações utilizando o *software* RS<sup>2</sup>.

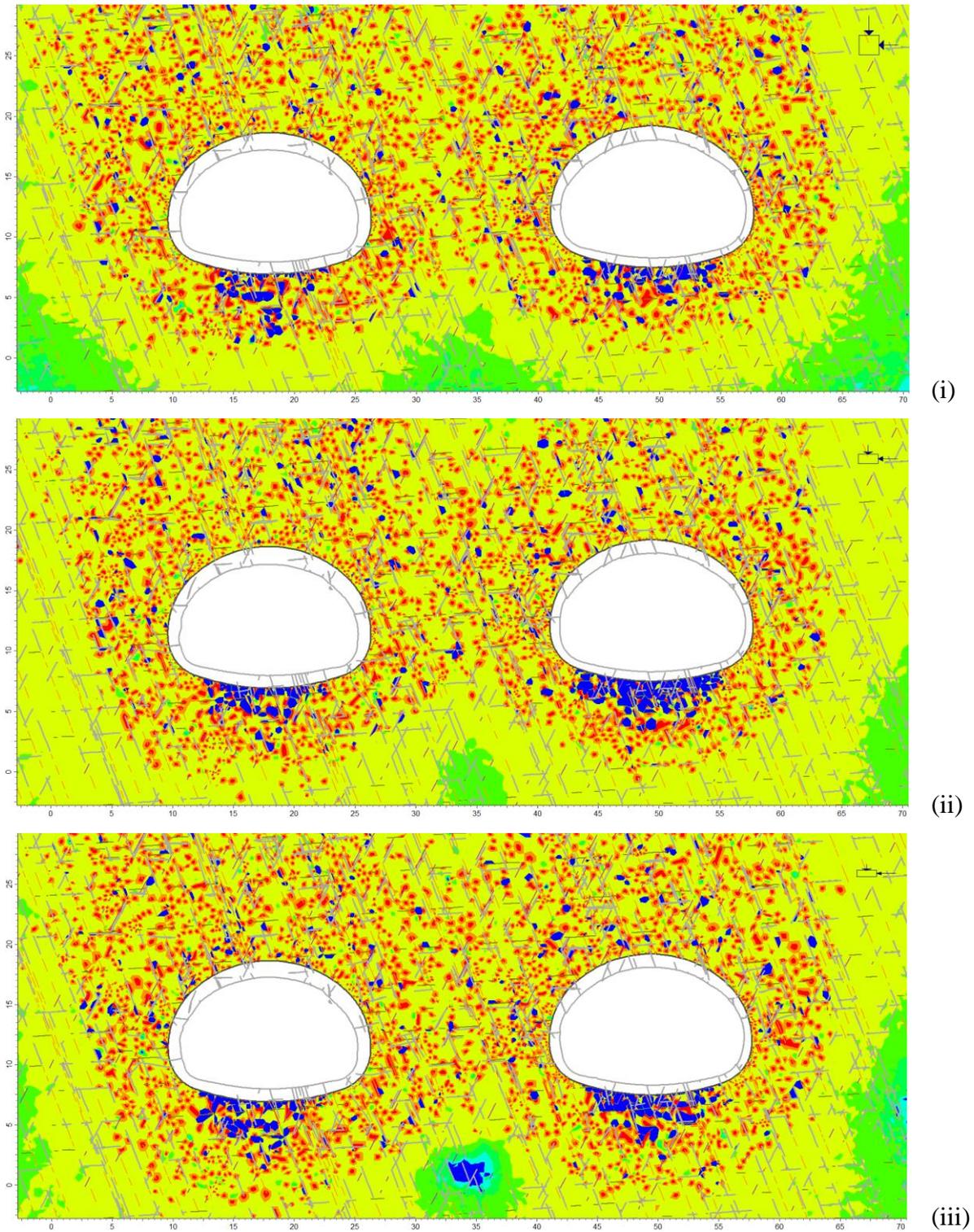


Figura 4.7 – Fator de Segurança para diferentes arranjos de tensões *in situ* para modelos com as persistências das descontinuidades obtidas através da Equação 3.1, desenvolvida por Vakili *et al.* (2014).

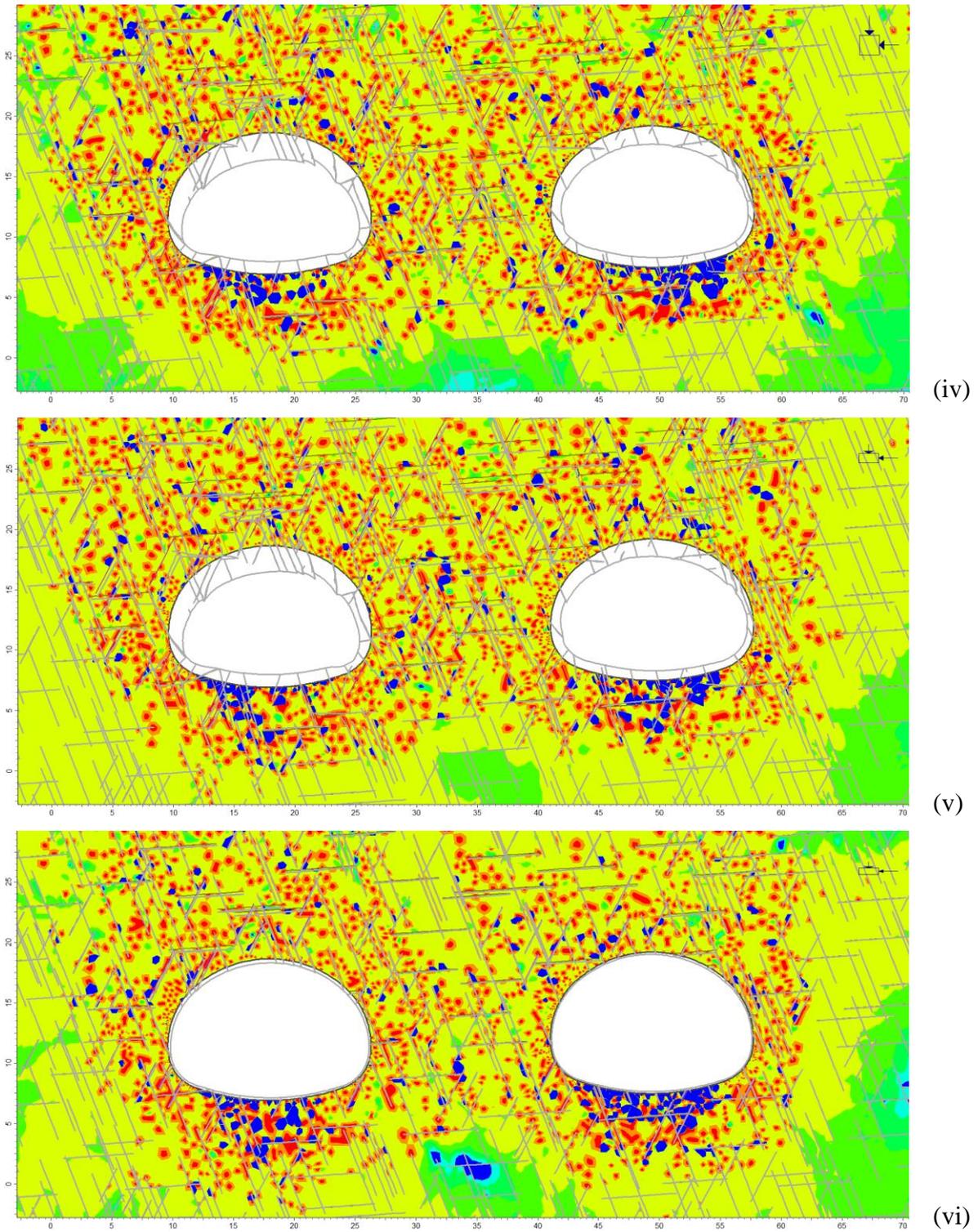


Figura 4.8 - Fator de Segurança para diferentes arranjos de tensões *in situ* para modelos com as persistências das descontinuidades obtidas através da Equação 3.1, desenvolvida por Vakili *et al.* (2014) multiplicadas por um fator de 10.

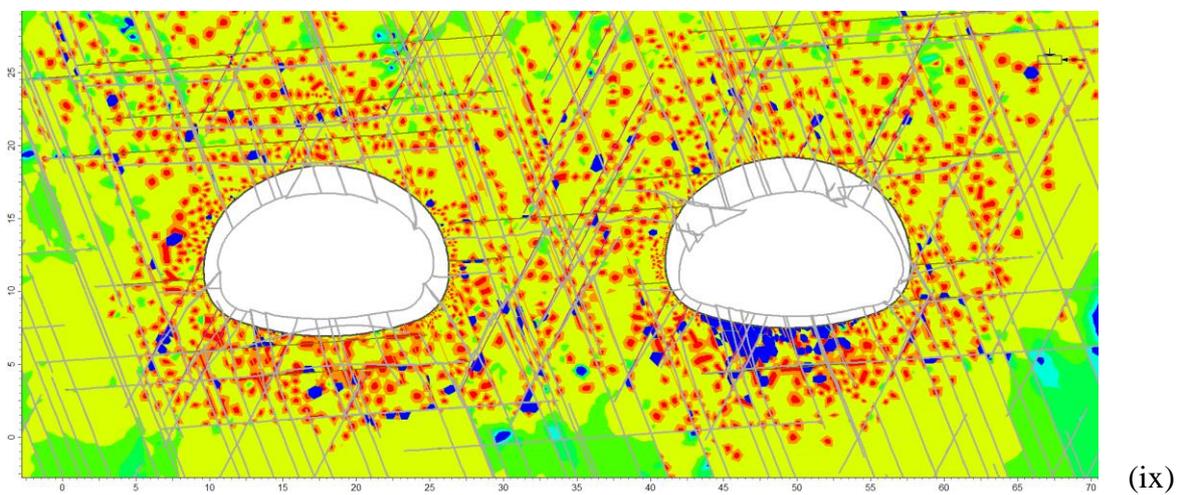
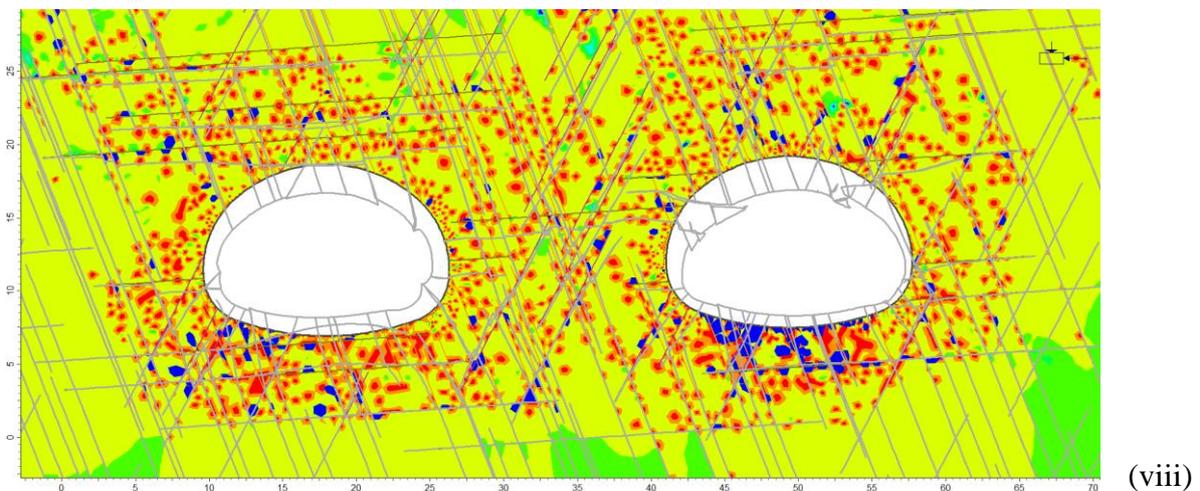
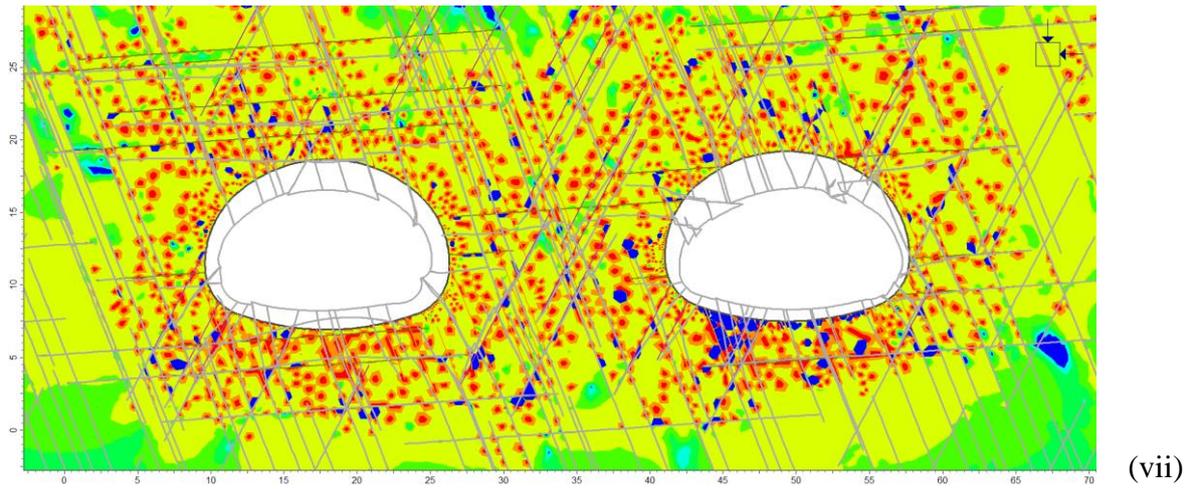


Figura 4.9 - Fator de Segurança para diferentes arranjos de tensões *in situ* para modelos com as persistências das descontinuidades obtidas através da Equação 3.1, desenvolvida por Vakili *et al.* (2014) multiplicadas por um fator de 50.

### 4.2.3. SISTEMA DE SUPORTE

Para determinar o sistema de suporte foram escolhidos os casos mais desfavoráveis. No *software* UnWedge a não consideração de tensões *in situ* e a presença de água no maciço constitui o modelo mais desfavorável, como observado na Figura de 4.5, a dimensão das persistências das descontinuidades não influencia o Fator de Segurança dos blocos quando a tensão *in situ* não é considerada, logo o sistema de suporte foi projetado para as persistências obtidas na Equação 3.1, desenvolvida por Vakili et al. (2014), multiplicadas por um fator de 50, uma vez que o peso dos blocos é um fator determinante para o sistema de suporte.

Utilizando os parâmetros determinados no Item 3.2.4 foi colocado 5 cm de concreto projetado, porém os blocos [2], [4] e [7] apresentaram FS < 1,5, 1,031, 1,407 e 0,853 respectivamente. Foi necessária a realização de um incremento de mais 5 cm de concreto projetado para estabilizar todos os blocos.

Para determinar o sistema de suporte no *software* RS<sup>2</sup> foram utilizados tirantes e concreto projetado. O sistema de suporte foi dimensionado para os três casos de variações de persistência considerados representativos, dentre eles foi escolhido o modelo com os maiores deslocamentos. Seguindo esses critérios, foram escolhidos os casos ii, iv e ix para o dimensionamento do sistema de suporte.

A instalação do sistema de suporte foi realizada levando em consideração a dissipação de tensões que ocorre assim que ocorre uma rodada de escavação. Inicialmente foi considerado que o maciço, sem suporte, absorva 10% dos esforços gerados pela redistribuição de tensões nos arredores da abertura, essa etapa permite que os blocos instáveis no teto e nas paredes da escavação caiam e permite que o engenheiro ou geólogo faça observações sobre qualidade do maciço com uma precisão muito maior que a possibilitada com furos de sondagem. O sistema de suporte primário, constituído de concreto projetado, é inserido e é considerado que este seja responsável por suportar cerca de 20% das solicitações geradas. O sistema de tirantes é colocado em seguida, admitindo que em conjunto com o suporte primário absorva mais 30% das tensões geradas. Por fim, é colocada mais uma camada de concreto projetado, com isso é esperado que o maciço seja estabilizado.

A espessura do concreto projetado para o suporte primário foi tomada, inicialmente, como a espessura necessária para estabilizar os blocos, obtida no *software* UnWedge, sendo incrementada de 5 em 5 cm até a estabilidade ser alcançada.

Na determinação do suporte secundário, o espaçamento e comprimento dos tirantes foi tomado, a princípio, como aqueles obtidos na Classificação Geomecânica. O espaçamento foi reduzido até a estabilidade da escavação ser alcançada e o comprimento foi aumentado quando houve deslocamento de blocos. A espessura do concreto projetado foi tomada como 15 cm sendo incrementada de 5 em 5 cm até a estabilização da escavação ser alcançada.

Os sistemas de suporte para cada caso são definidos na Tabela 4.2 e os deslocamentos máximos para cada estágio estão se encontram na Tabela 4.3. Nas Figuras 4.10 e 4.11 são observados os efeitos do sistema de suporte em cada modelo escolhido.

Tabela 4.2 – Sistema de suporte adotado em cada caso

Caso	Suporte primário	Suporte secundário		
	Concreto Projetado	Sistema de tirantes		Concreto Projetado
	Espessura (cm)	Espaçamento (m)	Comprimento (m)	Espessura (cm)
ii	20	1,8	4	15
iv	25	1,5	5	20
ix	30	1	6	25

Tabela 4.3 - Deslocamentos máximos em cada estágio de aplicação do sistema de suporte.

Casos	Deslocamentos (cm)			
	1° Estágio	2° Estágio	3° Estágio	4° Estágio
ii	0,39	0,98	1,96	48,42
iv	0,64	1,33	1,54	177
ix	3,47	3,50	3,75	46,67

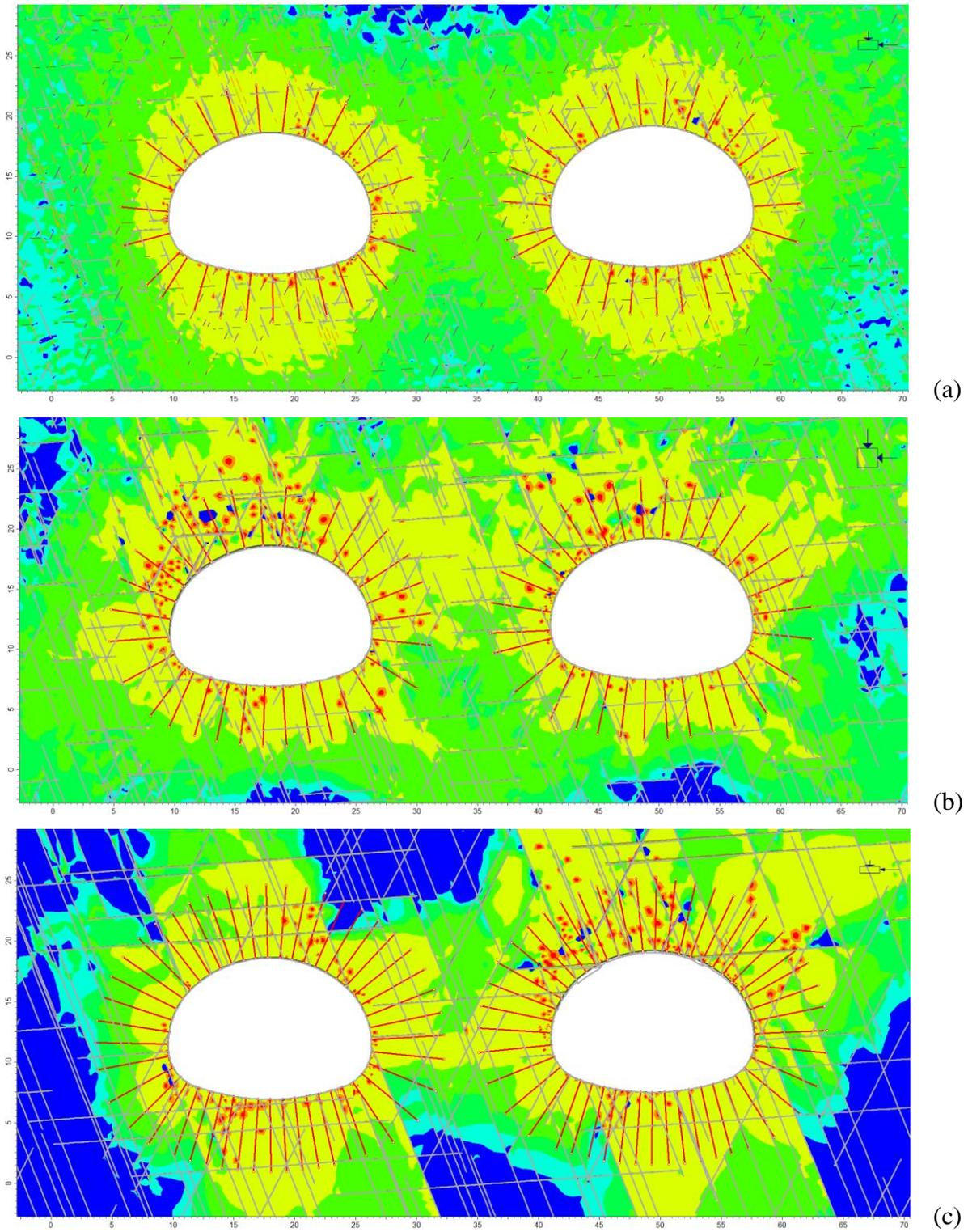


Figura 4.10 – Fator de Segurança após a inserção do 3º estágio do sistema de suporte nos casos: (a) ii, (b) vi e (c) viii.

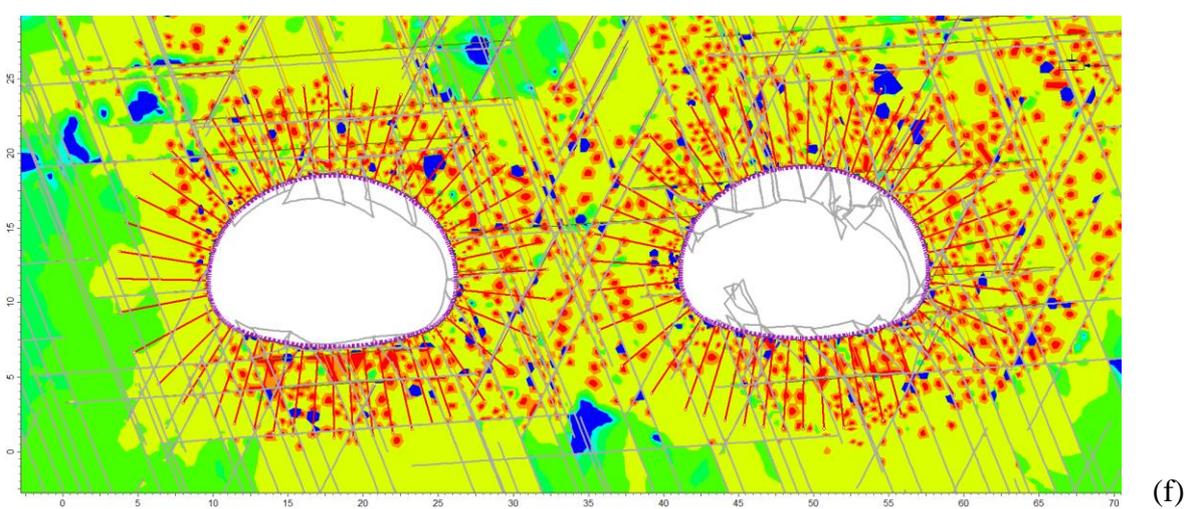
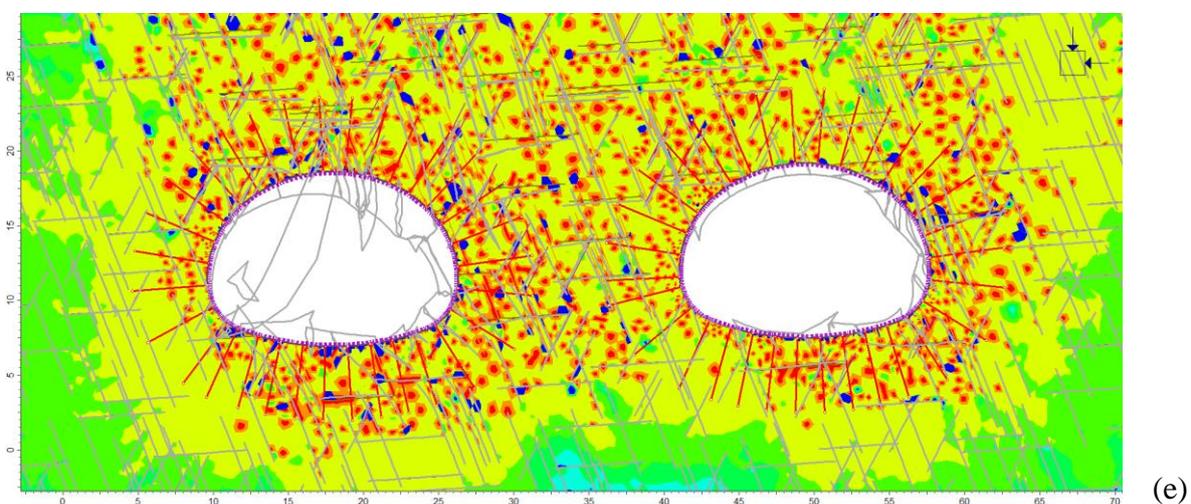
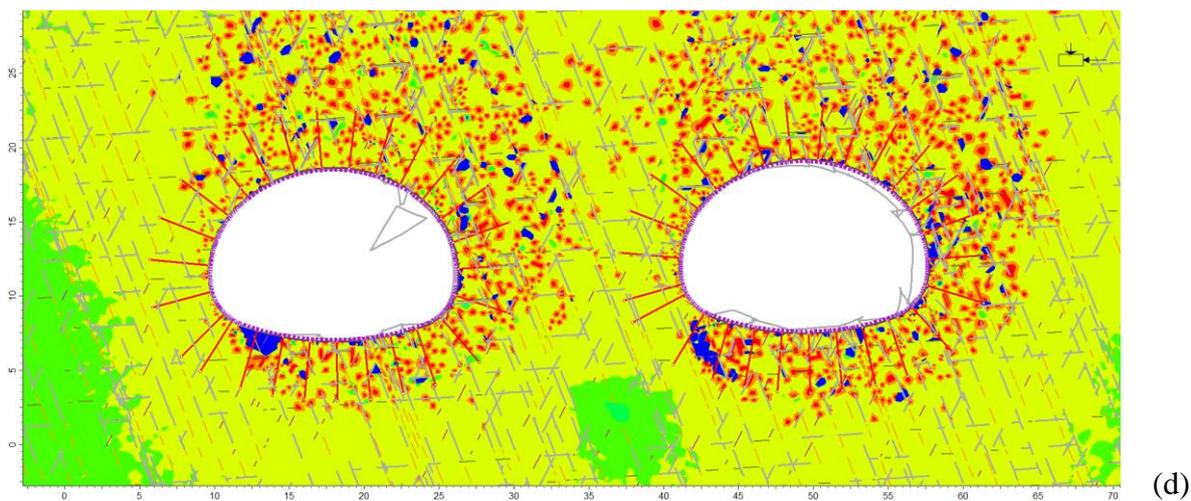


Figura 4.11 – Fator de Segurança após a inserção completa do sistema de suporte nos casos: (d) ii, (e) vi e (f) viii.

## 5. CONCLUSÕES

A utilização da classificação geomecânica Q possibilitou organizar os ensaios e identificar os parâmetros mais importantes para as modelagens numéricas, confirmando o exposto por Bieniawski (1989).

No processo de estimar parâmetros a partir de investigações preliminares como furos de sondagem e até mesmo de processos mais elaborados como imageamento acústico ficou claro que esses procedimentos ainda são largamente dominados pelo empirismo e possuem um alto grau de incerteza em sua determinação, mesmo seguindo os procedimentos indicados em ISRM (1978). Deixando clara a importância de um plano bem detalhado para a execução das investigações geológicas/geotécnicas.

Parâmetros de difícil determinação, especialmente através de furos de sondagem, como persistência e abertura das descontinuidades, devem ser determinados ao longo da escavação quando a rocha está exposta e antes da aplicação do concreto projetado.

O sistema de suporte deve ser reavaliado conforme o progresso da escavação e conforme as condições geológicas do maciço variam. Para esse tipo de decisão no campo o Sistema Q é de grande valia.

### 5.1. FATOR DE SEGURANÇA X VARIAÇÃO DE PARÂMETROS

A partir das simulações realizadas nos *softwares* UnWedge e RS<sup>2</sup>, foram obtidas as seguintes conclusões:

A presença de água no maciço causa redução da estabilidade de todos os blocos (Figura 4.5), com exceção do bloco de teto [3] (*OverBreak*), explicitando a necessidade de determinar este fator, inclusive em Classificações Geomecânicas que estimam o suporte necessário. Segundo Barton *et al.* (1974) e NGI (2015) essa redução se deve ao aumento de poropressão, e consequente redução da tensão efetiva, dentro das descontinuidades.

Para a estabilidade de blocos no perímetro da escavação a presença de tensões *in situ* gerou aumento do Fator de Segurança. As tensões confinantes aumentam  $\sigma_n$ , segundo Barton & Choubey (1977) este é o fator externo que mais influencia a resistência ao cisalhamento entre blocos, aumentando a resistência do maciço.

A variação das dimensões das persistências das descontinuidades não influenciou o Fator de segurança entre os blocos quando as tensões *in situ* não foram consideradas, mesmo com a presença de água. Isso ocorre devido ao aumento da área de contato entre as descontinuidades em conjunto com o aumento das dimensões, portanto o peso, dos blocos. Quando as tensões *in situ* são consideradas, o aumento da superfície dos blocos gera um acréscimo de  $\sigma_n$ , contribuindo para a estabilidade da escavação.

O peso dos blocos é influenciado pelas dimensões das persistências, porém só até certo ponto. Quando as persistências encontradas através da Equação 3.1, desenvolvida por Vakili et al. (2014), foram multiplicadas por fatores de 50 ou mais, os blocos não variam mais de tamanho, indicando o limite da influência das dimensões das persistências das descontinuidades nas propriedades mecânicas do maciço.

Foi observado através do *software* RS<sup>2</sup>, de forma geral, as variações das dimensões das persistências das descontinuidades afetaram o maciço de forma mais significativa do que as variações das magnitudes e direções das tensões principais, quando analisado o deslocamento máximo de cada caso. Com exceção do caso “vi”, a diferença dos deslocamentos máximos, entre os casos com as mesmas persistências, foi inferior a 1 cm, indicando a similaridade no comportamento dos modelos.

A pequena profundidade da escavação gera baixas magnitudes de tensões,  $\sigma_z = 1,35 \text{ MPa}$ , de acordo com a Equação 2.9. A resistência à compressão da rocha intacta, mesmo variando as tensões verticais por fatores de 2 ou 3, ainda é bem maior do que as tensões *in situ*, justificando os resultados encontrados.

## **5.2. SISTEMA DE SUPORTE**

Para estabilizar os blocos no perímetro da escavação para o pior caso (maior dimensão dos blocos, não consideração das tensões *in situ* e presença de água), de acordo com o *software* UnWedge, foi necessária a aplicação de apenas 10 cm de concreto projetado. Quando foram modelados os sistemas de suporte no *software* RS<sup>2</sup> foi observado que a espessura de concreto projetado aplicada no suporte primário deve ser pelo menos o dobro da obtida inicialmente.

Comparando as Figuras 4.10 e 4.11 é possível notar a importância da aplicação sequencial do sistema de suporte. O maciço nos limites da abertura se deforma quando o material é escavado, essa deformação pode danificar seriamente o sistema de suporte se esse for demasiadamente

rígido. Para evitar esse tipo de problema seria necessário simular o comportamento tensão x deformação do maciço para determinar o melhor ponto para a aplicação do sistema de suporte final. A curva tensão deformação pode ser obtida no *software* RS<sup>2</sup> modelando a escavação sem suporte por estágios e aumentar a carga em cada estágio até alcançar sua totalidade.

A não aplicação imediata do sistema de suporte também permite que sejam feitas observação sobre a qualidade do maciço e do processo de escavação, especialmente quando a técnica utilizada é o *Drill and Blast*.

### **5.3. SUGESTÕES PARA ESTUDOS FUTUROS**

Para os diferentes usos do espaço subterrâneo é necessária a investigação de diferentes propriedades do maciço. Para o armazenamento de fluidos como água, petróleo ou gás, deve ser investigada a permeabilidade do maciço, os efeitos de pressão e temperatura gerados etc. Para túneis de pressão, em instalações hidrelétricas, é necessário verificar se a pressão interna, gerada pela água, causará fraturamento ou deformações. Os estudos de armazenamento de resíduos nucleares devem levar em consideração as altas temperaturas geradas pelo material e percolação de poluentes através do maciço. Outros usos podem demandar a avaliação de outros fatores.

Maciços podem variar muito em sua natureza. Maciços muito fraturados ou com fraturas muito esparsas necessitam de diferentes tipos de análise. Tipos de rocha peculiares também podem necessitar de diferentes tipos de análise, por exemplo, rochas sal que apresentam comportamento plástico, *flysch*, maciços muito intemperizados ou que sofreram com cisalhamento de ações tectônicas recentes.

As condições de tensões também podem afetar muito o comportamento do maciço, além das magnitudes e direções principais das tensões *in situ*, os efeitos de temperatura gerada de fontes geotermiais, presença de fluidos sob pressão, como água, óleo ou gás, etc.

Em um projeto de mecânica das rochas é inviável verificar todas as combinações possíveis. Em sua maioria as obras de utilização do espaço subterrâneo para fins civis podem ser agrupadas em algumas combinações de graus de fraturamento, condições de tensões e utilização, logo, alguns modos de instabilidade e falha.

Convém ao projetista, a partir de investigações preliminares, identificar quais os principais modos de falha, os parâmetros (da rocha intacta, de geometria das descontinuidades, resistência ao cisalhamento entre blocos, etc.), a serem utilizados e o melhor modelo numérico (elementos finitos, elementos discretos, abordagens híbridas etc.) para descrever o maciço em mãos.

A partir de dados provenientes de investigações preliminares de projetos já concluídos, seria possível realizar análises variando parâmetros (como foi feito nesta monografia) e modos de análise. Comparando os resultados obtidos com os encontrados em campo, poderia ser definido o melhor método de análise para este dado caso. E, então, relacionando propriedades índice como  $\sigma_{ci}/\sigma_1$  e *Diâmetro da escavação/Tamanho dos Blocos* pode ser possível encontrar alguma relação com o método numérico que melhor descreva a situação analisada.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ANTT (2017). Agência Nacional de Transportes Terrestres. Relatórios de Projeto do contorno de Florianópolis, Brasília, 1217p.
- ARMELIN, J.L. (2010). Medição de Tensões *In Situ* em Maciços Rochosos e Estruturas de Concreto. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-066/2010, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 305 p
- ASSIS, A. P. Caracterização de Maciços rochosos: Da teoria à Prática. *In*: [s.l.: s.n.], 2017.
- ASSIS, A.P. 2017, Notas de Aula, Mecânica das Rochas.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- BARTON, N.R. & BANDIS, S. (1990). Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice. In Rock joints, proc. int. symp. on rock joints, Loen, Norway, (eds N. Barton and O. Stephansson), 603-610. Rotterdam: Balkema.
- BARTON, N.R. & CHOUBEY, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mech.* 10(1-2), 1-54. ]
- BARTON, N.R., LIEN, R. and LUNDE, J. 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mech.* 6(4), 189-239
- BIENIAWSKI, Z.T. “Determining Rock Mass Deformability: Experience from Case Histories.” *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 15, 1978, pp. 237 -247.
- BIENIAWSKI, Z.T. 1973. Engineering classification of jointed rock masses. *Trans S. Afr. Inst. Civ. Engrs* 15, 335-344.
- BIENIAWSKI, Z.T. 1989. Engineering rock mass classifications. New York: Wiley.
- BIENIAWSKI, Z.T. and C. M. Orr. “Rapid Site Appraisal for Dam Foundations by the Geomechanics Classification.” *Proc. 12th Congr. Large Dams, ICOLD*, Mexico City, 1976, pp. 483 -501.
- BRADY, B.H.G. & BROWN, E. (2006). *Rock Mechanics For Underground Mining*. Chapman and Hall. 1993.
- CECIL III, O. S.: Correlations of Rock bolt-shotcrete support and rock quality parameters in Scandinavian tunnels. Ph. D. Thesis. Urbana, University of Illinois. 414 p. (1970).

- DEERE, D.U., HENDRON, A.J., PATTON, F.D. and Cording, E.J. 1967. Design of surface and near surface construction in rock. In Failure and breakage of rock, proc. 8th U.S. symp. Rock mech., (ed. C. Fairhurst), 237-302. New York: Soc. Min. Engrs, Am. Inst. Min. Metall. Petrolm Engrs.
- DERSHOWITZ, W.S., HERDA, W., HANS, H. Interpretation of fracture spacing and intensity. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, v. 30, n. 4, p. A212, 1993.
- GHAZVINIAN, E., DIEDERICHS, M.S. QUEY, R. 3D random Voronoi grain-based models for simulation of brittle rock damage and fabric-guided microfracturing. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, v. 6, n. 6, p. 506-521, 2014.
- GOODMAN, R. E. Introduction to Rock Mechanics. 2. ed. New York: Jonh Wiley & Sons, 1989.
- HARRISON, J.P. HUDSON, J.A. Engineering rock mechanics. Part 2: illustrative workable examples. In: S. arkk.a P, Eloranta P, editors. Oxford: Pergamon, 2000.
- HOEK, E, CARTER, T. G. DIEDERICHS, M. S. Quantification of the Geological Strenght Index chart. *In: 47 US Rock Mechanics / Geomechanics Symposium.* [s.l.: s.n.], 2013, p. 9.
- HOEK, E. Putting numbers to geology--an engineer's viewpoint. Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology, v. 32, n. 1, p. 1-19, 1999.
- HOEK, E. BROWN, E. T. Underground excavations in rock. London: The Institution of Mining and Metallurgy, 1980.
- HOEK, E. Pratical Rock Engineering. 1. ed. North Vancouver: Univerty of Toronto, 2006.
- ISRM (International Society for Rock Mechanics) (1978) Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 15, 319-368.
- ITA, 2000. Why Go Underground. *In: [s.l.: s.n.], 2000.*
- JING, L. A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, v. 40, n. 3, p. 283-353, 2003.

- JING, L. HUDSON, J.A. Numerical methods in rock mechanics. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, v. 39, n. 4, p. 409-427, 2002.
- KAISER, P. K. KIM, B. H. Rock Mechanics Challenges of UnderGround Constructions and Mining. *In: Proceedings of the Korean Rock Mechanics Symposium*. [s.l.: s.n.], 2008, p. 1-6.
- KAISER, P. K. Underground rock engineering to match the rock's behavior - Challenges of managing highly stressed ground in civil and mining projects. *In: [s.l.: s.n.]*, 2017.
- KAISER, P. K., C. MACKAY, and A. D. GALE. "Evaluation of Rock Classifications at B. C; Rail Tumbler Ridge Tunnels." *Rock Mech. Rock Eng.* 19, 1986, pp. 205-234.
- LAMA, R.D. & VUTUKURI, V.S. (1978) *Handbook on Mechanical Properties of Rocks*. 2nd Edition, Trans Tech Publications, Switzerland.
- Learning. Rocscience.com. Disponível em: <<https://www.rocscience.com/learning>>. Acesso em: 1 dez. 2017.
- LISJAK, A. GRASSELLI, G. A review of discrete modeling techniques for fracturing processes in discontinuous rock masses. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, v. 6, n. 4, p. 301-314, 2014.
- NGI (2015). Norwegian Geotechnical Institute. Using the Q-system. Rock mass classification and support design, Oslo, 54p.
- PALMSTRÖM, A. (2005). Measurements of and Correlations between Block Size and Rock Quality Designation (RQD). *Tunnels and Underground Space Technology* 20(4): pp. 362-377.
- RASMUSSEN, L. L., ASSIS, A. P. (2017). Métodos Estatísticos Aplicados em Maciços Rochosos Fraturados para a Análise de Túneis.
- RASMUSSEN, L. L, FARIAS, M. M., ASSIS, A. P. (2018). Extended Rigid Body Spring Network method for the simulation of brittle rocks. *Computers and Geotechnics*. 99. 10.1016/j.compgeo.2018.02.021.
- SERAFIM, J. L., and J. P. PEREIRA. "Considerations of the Geomechanics Classification of Bieniawski." *Proc. Int. Symo. Eng. Geol. Underground Constr.*, LNEC, Lisbon, 1983, vol. 1, pp. II.33-II.42.
- TERZAGHI, K. 1946. Rock defects and loads on tunnel supports. In *Rock tunneling with steel supports*, (eds R. V. Proctor and T. L. White) 1, 17-99. Youngstown, OH: Commercial Shearing and Stamping Company.
- VAKILI, A.; TEET, R.; Woo, K.; VETH, A & PENNEY, A. (2014). Understanding Critical Parameters in Stochastic Discrete Fracture Networks.