

Uther Zanin Baldissera

**PRÉ-DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE NUMÉRICA DE
ESTRUTURAS DE SUPORTE AUXILIARES DE UM
PROJETO METROVIÁRIO**

Trabalho de Conclusão de
Curso (TCC) submetido ao
Programa de Graduação do
Departamento de Engenharia
Civil da Universidade Federal
de Santa Catarina para a
obtenção do Grau de Bacharel
em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Marcos
Aurélio Marques Noronha

Florianópolis
2014

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Baldissera, Uther
PRÉ-DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE NUMÉRICA DE ESTRUTURAS DE
SUPPORTE AUXILIARES DE UM PROJETO METROVIÁRIO / Uther
Baldissera ; orientador, Marcos Noronha - Florianópolis,
SC, 2014.
76 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico.
Graduação em Engenharia Civil.

Inclui referências

1. Engenharia Civil. 2. Pré-dimensionamento. 3.
Estruturas de suporte. 4. Análise numérica. I. Noronha,
Marcos. II. Universidade Federal de Santa Catarina.
Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

Uther Zanin Baldissera

**PRÉ-DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE NUMÉRICA DE
ESTRUTURAS DE SUPORTE AUXILIARES DE UM
PROJETO METROVIÁRIO**

Este Trabalho foi julgado adequado para obtenção do Título de Engenheiro Civil e aprovado em sua forma final pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina

Florianópolis, 28 de novembro de 2014.

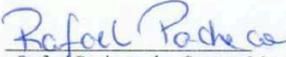
Prof. Luiz Alberto Gómez, Dr.
Coordenador do Curso

Banca Examinadora:



Prof. Marcor Aurélio Marques Noronha, Dr.
Orientador
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof.^a Patrícia de Oliveira Faria, Dr.^a
Universidade Federal de Santa Catarina



Eng. Rafael Pacheco dos Santos, Msc
Brabo



Eng.^a Lidiani Pierri, Msc
Geonumerics

AGRADECIMENTOS

À minha família, Paulo Roberto Baldissera, Maria Bernardete Zanin e minha irmã Ava Zanin Baldissera por permanecerem sempre ao meu lado.

Ao meu orientador, Marcos Aurélio Marques Noronha, pela sua orientação, apoio e atenção dispensadas a este trabalho.

Aos engenheiros Lidiani Pierri e Rafael Pacheco pela disponibilidade e pela ajuda prestada que foi de fundamental importância no desenvolvimento do trabalho.

Ao engenheiro Alessandro Lugli Nascimento por todo o apoio técnico recebido durante a realização deste trabalho.

Ao amigo Renato Tomelin pelo suporte e auxílio prestados na realização deste trabalho.

RESUMO

O modal metroviário se destaca como uma interessante solução para a mitigação dos problemas de mobilidade urbana. A implantação de tal sistema passa por diversas etapas. O projeto básico e com ele o pré-dimensionamento de suas estruturas de suporte são cruciais para o adequado desenvolvimento da obra. Esse trabalho busca, através de modelos teóricos e empíricos, dimensionar as estruturas de suporte de um túnel de ligação, um túnel de via e um poço de ventilação e saída de emergência. As estruturas de suporte dos túneis foram dimensionadas utilizando o sistema Q de Barton. Já as estruturas do poço foram obtidas a partir de uma combinação entre a teoria de empuxo de Rankine e cascas de revolução. Além disso, o resultado dos dimensionamentos passou por duas análises distintas com ferramentas computacionais. A primeira avaliou a estabilidade dos blocos de rocha formados entre a escavação das estruturas e as descontinuidades do maciço com o programa *Unwedge* da *Rocscience*. Na segunda utilizaram-se modelos de elementos finitos para verificar os sistemas de suporte. Esse consiste do programa *Phase2* da mesma empresa do anterior. Dentre os resultados obtidos, encontrou-se que as estruturas de suporte dos túneis foram superdimensionadas. Também, percebeu-se a importância de realizar a análise com diversas ferramentas, já que as estruturas de suporte tiveram um impacto grande na análise de estabilidade de blocos.

Palavras-chave: Estruturas de suporte. Sistema metroviário. Dimensionamento de túneis e poço. Análise numérica.

ABSTRACT

The underground mobility system stands as an interesting solution to mitigate the problems of urban mobility. The deployment of such a system passes through several stages. The basic project and, with it, the supporting structures pre-design are crucial for the proper development of the construction. This paper seeks, through theoretical and empirical models, to design the supporting structures of a connecting tunnel, a track tunnel and a ventilation and emergency exit vertical shaft. The tunnel supporting structures were designed using Barton's Q system. As for the shaft's structures, they were obtained from a combination of Rankine's thrust theory and revolution of shells. Furthermore, the result of the design passed through two distinct analyzes on computer softwares. The first evaluated the stability of the rock blocks formed between the structure excavation and the discontinuities rock mass with the Rocscience's Unwedge software. The second analysis utilized a finite infinite model as a means to verify the support systems. The program chosen was Phase2 from the same company as the latter. Amidst the obtained results, it was found that the support structures for the tunnels were oversized. Also, it was noted the importance of associating different analyzing tools, since the support structures had a greater impact on the block stability analysis.

Keywords: Support structures. Underground mobility system. Design of tunnels and shaft. Numerical analysis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 Planta de situação.	20
Figura 2.1 Ábaco para a estimação das estruturas auxiliares de suporte	30
Figura 2.2 Diferentes casos de formação de blocos chaves.	34
Figura 2.3 Interação entre frente de escavação e descontinuidades de um maciço rochoso.	35
Figura 2.4 Diagrama de forças aplicadas em um bloco chave.	35
Figura 2.5 Procedimento para a análise das estruturas de suporte de túneis.	37
Figura 3.1 Diagrama geral do método utilizado.	40
Figura 3.2 Vista superior do poço VSE.	40
Figura 3.3 Vista lateral do poço VSE.	41
Figura 3.4 Seções transversais do TL e TV.	42
Figura 3.5 Perfil geológico da região do TL, TV e poço VSE.	43
Figura 3.6 Projeção estereográfica do TL e descontinuidades.	45
Figura 3.7 Projeção estereográfica do TV e descontinuidades.	45
Figura 3.8 Projeção estereográfica do poço VSE e descontinuidades.	45
Figura 4.1 Aplicação do método Q de Barton para o TL.	50
Figura 4.2 Aplicação do método Q de Barton para o TV.	50
Figura 4.3 Tensões horizontais sobre o revestimento primário e pré- dimensionamento.	52
Figura 4.4 Espessuras do revestimento primário e pré-dimensionamento.	53
Figura 5.1 Modelo do TL sem revestimento.	54
Figura 5.2 Modelo TL com revestimento e tirantes.	55
Figura 5.3 Modelo do TV sem revestimento.	56
Figura 5.4 Modelo do TV com revestimento e tirantes dos blocos.	56
Figura 5.5 Modelo do poço VSE sem revestimento.	58
Figura 5.6 Modelo do poço VSE com revestimento.	58
Figura 5.7 Modelo do poço VSE com revestimento e tirantes do bloco 3.	59
Figura 6.1 MEF para o TL.	61
Figura 6.2 MEF para o TV.	61
Figura 6.3 Análise de tensões horizontais para o TL sem suporte (A) e com suporte (B).	62
Figura 6.4 Análise de tensões verticais para o TL sem suporte (A) e com suporte (B).	62

Figura 6.5 Análise de tensões horizontais para o TV sem suporte (A) e com suporte (B).	63
Figura 6.6 Análise de tensões verticais para o TV sem suporte (A) e com suporte (B).	63
Figura 6.7 Análise de deslocamentos totais para o TL sem suporte (A) e com suporte (B).	64
Figura 6.8 Análise de deslocamentos totais para o TV sem suporte (A) e com suporte (B).	64
Figura 6.9 Análise do fator de segurança para o TL sem suporte (A) e com suporte (B).	65
Figura 6. 10 Análise do fator de segurança para o TV sem suporte (A) e com suporte (B).	65
Figura 6.11 MEF para poço de VSE.	66
Figura 6.12 Tensões verticais atuantes no poço VSE.	67
Figura 6.13 Tensões horizontais atuantes no poço VSE.	68
Figura 6.14 Deslocamentos totais no poço VSE.....	69
Figura 6.15 Fator de segurança no entorno do poço VSE.....	70
 Figura 7.1 Figura-resumo do pré-dimensionamento do poço VSE, TL e TV.....	 71

LISTA DE QUADROS

Tabela 2.1 Valor numérico para RQD.	24
Tabela 2.2 Valor numérico para número de famílias de descontinuidades.	25
Tabela 2.3 Valor numérico para Influência da água.	25
Tabela 2.4 Valor numérico para rugosidade da parede da descontinuidade.	26
Tabela 2.5 Valor numérico para alteração das paredes da descontinuidade.	27
Tabela 2.6 Valor numérico para <i>SRF</i>	28
Tabela 2.7 Tabela para a definição do <i>ESR</i>	29
Tabela 2.8 Definição numérica para as características do maciço para o sistema RMR.	32
Tabela 2.9 Definição dos sistemas de suporte a partir do valor de RMR para uma escavação de 10m de abertura.	32
Tabela 3.1 Parâmetros geotécnicos adotados	44
Tabela 3.2 Resumo das projeções estereográficas.	46
Tabela 3.3 Características do concreto projetado.	47
Tabela 3.4 Características do tirante.	47
Tabela 4.1 Parâmetros utilizados para juntas na análise.	46
Tabela 5.1 Fator de segurança do TL sem revestimento e peso dos blocos.	54
Tabela 5.2 Fator de segurança do TL com revestimento.	55
Tabela 5.3 Fator de segurança seção-via sem revestimento, e peso dos blocos.	56
Tabela 5.4 Fator de segurança do TV com revestimento.	57
Tabela 5.6 Fator de segurança e peso dos blocos do poço VSE.	58
Tabela 5.7 Fator de segurança dos blocos do poço VSE com revestimento primário.	59
Tabela 5.8 Tabela resumo da análise de estabilidade para o poço VSE.	60

SUMÁRIO

1.	
INTRODUÇÃO.....	19
1.1 OBJETIVOS.....	20
1.1.1 Objetivo geral.....	20
1.1.2 Objetivos específicos.....	20
2 ASPECTOS TEÓRICOS RELEVANTES.....	21
2.1 MODELOS SIMPLIFICADOS.....	21
2.1.2 Dimensionamento de parede de poço.....	21
2.1.2 Modelo Q de Barton e RMR de Bieniawski.....	23
2.2 FERRAMENTAS COMPUTACIONAIS.....	33
2.2.1 Unwedge.....	33
2.2.2 Phase2.....	36
3. MÉTODOS E DADOS DE PROJETO.....	39
3.1 MÉTODO.....	39
3.2 DADOS DE PROJETO.....	40
3.2.1 Geometria.....	40
3.2.2 Geologia local.....	42
3.2.3 Parâmetros das descontinuidades.....	44
3.2.3 Método Executivo.....	47
3.2.4 Materiais utilizados.....	47
3.2.5 Análise numérica.....	48
4.PRÉ-DIMENSIONAMENTO.....	49
4.1. TÚNEL DE LIGAÇÃO E TÚNEL DE VIA.....	49
4.2 POÇO DE VENTILAÇÃO E SAÍDA DE EMERGÊNCIA.....	51
5. ESTABILIDADE DE BLOCOS.....	54
5.1. TÚNEL DE LIGAÇÃO E TÚNEL DE VIA.....	54
5.2 POÇO DE VENTILAÇÃO E SAÍDA DE EMERGÊNCIA.....	57
6. ANÁLISE NUMÉRICA.....	61
6.1 TÚNEL DE LIGAÇÃO E TÚNEL DE VIA.....	61
6.2 POÇO DE VENTILAÇÃO E SAÍDA DE EMERGÊNCIA.....	65

7 ONCLUSÃO.....	71
7.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	71
7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	72
REFERÊNCIAS.....	73

1. INTRODUÇÃO

As grandes aglomerações urbanas brasileiras em geral sofrem com a falta de mobilidade. Como solução deve-se buscar iniciativas capazes de solucionar esse problema de maneira efetiva. Entre elas, se destacam as melhorias no transporte público. Essas devem contemplar a diminuição do uso do transporte individual e a criação ou melhora de transportes coletivos. Os mesmos devem ser eficientes, abundantes, adequados às necessidades dos usuários e com preços acessíveis. Assim, prescreve-se a criação e reorientação de políticas públicas que priorizem essa solução de maneira a fazer melhor uso dos recursos financeiros da União.

Nesse contexto o sistema metroviário pode ser considerado como uma solução apropriada. Pode-se classificá-lo como um modal de alto desempenho, já que consegue manter curtos intervalos entre trens e um transporte contínuo de passageiros. Também, o mesmo possui uma alta capacidade de carga, que o distingue de seus competidores. Além disso, a construção de sistemas metroviários tem como grande vantagem a redução dos impactos ambientais, urbanísticos e a melhoria na gestão do espaço dos grandes conglomerados.

Torna-se importante notar o fato de que a existência de metrô só foi possível devido aos avanços nas áreas de engenharia- em especial a engenharia de túneis. Essa recebeu parte de seu legado da engenharia geotécnica, uma das esferas de conhecimento das engenharias civil e de minas. Ambas tem amplo conhecimento quanto ao comportamento de solo e rocha em estruturas subterrâneas o que contribuiu e viabiliza a construção dos sistemas metroviários.

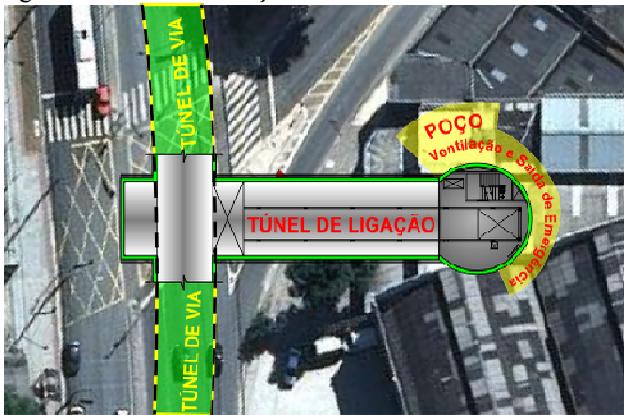
A construção de sistemas metroviários envolve as seguintes etapas: concepção, prospecção, projeto, execução, fiscalização e se necessário assessoria técnica. Entre essas etapas existe uma que é essencial, porém pouco valorizada, o projeto. Nele, diversas dificuldades passíveis de ocorrerem durante a execução obra podem ser solucionadas sem o despenderem-se grandes quantidades de tempo e recursos. Dessa forma, o projeto deve estar amparado de diversas ferramentas que refinem seu resultado final, para então obter-se uma solução de baixo custo e alto desempenho. Entre as ferramentas que se pode utilizar nessa etapa estão os métodos empíricos, teóricos e, atualmente, análises numéricas com ferramentas computacionais. Portanto, estudos que contemplem essas ferramentas em sua análise são atuais e pertinentes para esse campo da engenharia que está em constante melhoria e desenvolvimento.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo geral

Este trabalho tem por objetivo apresentar o pré-dimensionamento do revestimento primário e dos sistemas auxiliares de um poço de Ventilação e Saída de Emergência (VSE), um Túnel de Ligação (TL) e um Túnel de Via (TV). Além disso, realizar-se-á duas análises numéricas dessas estruturas com o objetivo de verificar as estruturas de suporte dimensionadas. Essas estruturas são genéricas e a Figura 1.1 ilustra uma visão geral das estruturas em uma planta de situação.

Figura 1.1 Planta de situação.



Fonte: Autor, (2014).

1.1.2 Objetivos específicos

Juntamente com os objetivos principais do trabalho, os objetivos específicos podem ser traçados, são eles:

- Verificar as tensões atuantes nas estruturas dimensionadas e nos maciços de solo e rocha no seu entorno;
- Obter os deslocamentos totais devido à construção do poço VSE, TL e TV;
- Avaliar o fator de segurança dessas construções, a partir de análise numérica;
- Verificar a estabilidade cinemática dos blocos formados durante a escavação.

2 ASPECTOS TEÓRICOS RELEVANTES

O pré-dimensionamento de estruturas subterrâneas pode ser realizado através de modelos empíricos, numéricos e até mesmo teóricos. Segundo Gurocak, Solanki e Zaman (2007), quando há combinação entre esses modelos o dimensionamento obtido torna-se mais seguro. Com a intenção de seguir essa diretriz, o presente estudo contempla esses três tipos de modelos no dimensionamento de suas estruturas auxiliares de sistema metroviário. Os modelos foram divididos em simplificados e numéricos. O primeiro grupo consiste no sistema Q de Barton e entre a teoria de empuxo de Rankine e cascas de revolução- modelos empírico e teórico respectivamente. Já o segundo grupo consiste na análise de equilíbrio cinético de blocos com auxílio do programa *Unwedge* da *Rocscience* e um modelo de elementos finitos (MEF) com o programa *Phase 2*, da mesma empresa. Nos tópicos adjacentes esses modelos serão apresentados e discutidos com maior detalhe.

2.1 MODELOS SIMPLIFICADOS

2.1.2 Dimensionamento de parede de poço

Para o dimensionamento das paredes de poços é utilizada a combinação de dois modelos teóricos, o empuxo de Rankine e a teoria de cascas de revolução de Popov (HACHICH et al., 1998; POPOV, 2008). A primeira teoria é utilizada para definir a carga que atuará na parede do poço, a segunda determina a resistência da mesma.

Empuxo de terra consiste na ação produzida pelo solo sobre as obras em contato com ele. O empuxo pode ser dividido em três tipos, são eles: empuxo em repouso, empuxo ativo e empuxo passivo.

O empuxo em repouso consiste na força necessária para manter um anteparo estático, por exemplo, um muro de arrimo. Já o a força necessária para afastar esse do solo consiste no empuxo ativo. Finalmente, o empuxo passivo denomina-se a força necessária para empurrar o anteparo contra o solo (HACHICH et al., 1998).

No presente caso, está sendo avaliada a força atuante na parede do poço durante a escavação do mesmo. Como haverá pequenos deslocamentos da parede do poço para dentro da escavação, será considerado e apresentado aqui apenas o empuxo ativo.

A pressão exercida pelo empuxo ativo de uma camada de solo coesivo é dada pela Equação 1 a seguir:

$$\sigma_h = K_a \gamma h - 2c\sqrt{K_a} \quad (\text{Eq. 1})$$

Onde:

σ_h consiste na pressão horizontal do solo (kN/ m²);

K_a consiste na constante do empuxo ativo (adimensional);

γ consiste no peso específico do solo (kN/m³);

h consiste na altura da camada de solo (m).

A constante K_a para solo é fornecida pela seguinte equação:

$$K_a = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2}) \quad (\text{Eq.2})$$

Onde:

K_a consiste na constante do empuxo ativo ;

ϕ consiste no ângulo de atrito do solo (graus).

Já para rochas o valor de K_a se dá através da Equação 3.

$$K_a = \frac{\nu}{(1-\nu)} \quad (\text{Eq.3})$$

Onde:

K_a consiste na constante do empuxo ativo;

ν consiste coeficiente de Poisson da rocha.

Definida a pressão de solo atuante de uma camada de solo resta definir a resistência das paredes do poço e para isso empregou-se a teoria de cascas de revolução de Popov (POPOV, 2008). Aqui não será apresentada toda a teoria já que isso foge do escopo do trabalho. Por esse motivo só será apresentada a solução obtida por Popov para as pressões atuantes na parede de um cilindro. O motivo disso reside no fato de que esse formato cilíndrico é o mesmo de um poço vertical. Assim, Popov definiu que a tensão obtida nas paredes de um cilindro são fornecidas pela Equação 4.

$$\sigma_\theta = \frac{pR}{e} \quad (\text{Eq. 4})$$

Onde:

σ_θ consiste na tensão atuante nas paredes do cilindro (kN/ m²);

p consiste pressão atuando no cilindro (kN/ m²);

R consiste raio do cilindro (m);

e a espessura da parede do cilindro (m).

No caso do poço, a pressão atuante no cilindro consiste na pressão horizontal do solo. Para o dimensionamento, σ_θ pode ser considerada como a tensão admissível nas paredes do cilindro. Assim, a Equação 5 apresenta a espessura mínima da parede de um poço.

$$e_{min} = \frac{\sigma_h R}{\sigma_{adm}} \quad (\text{Eq. 5})$$

Onde:

e_{min} consiste na espessura mínima das paredes do poço (m);

σ_h consiste pressão do solo atuando no poço (kN/m²);

R consiste raio do poço (m);

σ_{adm} a tensão admissível nas paredes do cilindro (kN/m²).

2.1.2 Modelo Q de Barton e RMR de Bieniawski

Este tópico trata dos sistemas Q de Barton (1974) e RMR de Bieniawski (1973). Ambos foram criados como sistemas de classificação de rochas com a finalidade de definir o sistema de suporte adequado para escavações subterrâneas. A principal diferença entre eles consiste nas características levadas em consideração em cada sistema (HOEK, 2007).

O sistema Q de Barton foi realizado a partir da análise de mais de 200 casos de túneis. Da correlação entre a classificação do maciço e o sistema de suporte utilizado surgiu o modelo proposto (BARTON; LIEN; LUNDE, 1974). O modelo é baseado em uma avaliação numérica de seis parâmetros de rocha, são eles:

- *Rock Quality Design* “Designação da Qualidade da Rocha” (RQD);
- Número de famílias de descontinuidade;
- Rugosidade das paredes da descontinuidade mais desfavorável;
- Grau de alteração das paredes da descontinuidade menos resistente;
- Influência da água subterrânea e o estado de tensões *in situ*.

O RQD consiste no número de fragmentos ou pedaços de testemunhos de sondagens maiores que 10 cm por metro de furo executado (HOEK, 2007).

Os parâmetros citados acima são agrupados em três cocientes que fornecem o valor Q para o maciço através da Equação 6, como segue:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (\text{Eq. 6})$$

Onde:

RQD consiste no valor para a Designação da Qualidade da Rocha do maciço;

J_n consiste no valor numérico para o número de famílias de descontinuidades;

J_r consiste no valor numérico a rugosidade da parede da descontinuidade;

J_a consiste no valor numérico para a alteração das paredes da descontinuidade;

J_w consiste no valor numérico para a influência da água;

SRF consiste no *Stress Reduction Factor* “Fator de Redução de Tensão”, ou seja, o estado de tensões do maciço no entorno da seção da escavação.

O primeiro cociente da Equação 6 está relacionado à estrutura do maciço, sendo uma estimativa do tamanho dos blocos do mesmo. O segundo fornece um indicador da resistência ao cisalhamento entre esses blocos. O último cociente estaria relacionado a um fator empírico que descreve as tensão no maciço (HOEK, 2007).

Em seguida são apresentadas a Tabela 2.1, Tabela 2.2, Tabela 2.3, Tabela 2.4, Tabela 2.5 e Tabela 2.6 criadas por Barton; Lien e Lunde, 1974 para determinação dos valores numéricos a serem utilizados na equação anterior para a classificação das rochas.

Tabela 2.1 Valor numérico para RQD.

(RQD)	$Valor(\%)$
A. Muito ruim	0-25
B. Ruim	25-50
C. Médio	50-75
D. Bom	75-90
E. Muito bom	90-100

Fonte: Barton, Lien e Lunde (1974).

Tabela 2.2 Valor numérico para número de famílias de descontinuidades.

<i>Número de famílias de descontinuidades (J_n)</i>	<i>Valor</i>
A. Nenhuma ou poucas descontinuidades presentes	0,5-1,0
B. Uma família de descontinuidades	2
C. Uma família mais descontinuidades esparsas	3
D. Duas famílias de descontinuidades	4
E. Duas famílias mais descontinuidades esparsas	6
F. Três famílias de descontinuidades	9
G. Três famílias mais descontinuidades esparsas	12
H. Quatro ou mais famílias, descontinuidades esparsas, maciços muito fraturados	15
I. Rocha esmagada, tipo terrosa	20

Fonte: Barton, Lien e Lunde (1974).

Tabela 2.3 Valor numérico para Influência da água.

<i>Influência da água (J_w)</i>	<i>Valor</i>	<i>Pressão da água aprox. (MPa)</i>
A. Escavações secas ou caudal afluído pequeno, isto é < 5 l/min localmente	1,0	$< 0,1$
B. Caudal médio ou pressão que ocasionalmente arraste o preenchimento das descontinuidades	0,66	0,1-0,25
C. Caudal ou pressão elevada em rochas competentes sem preenchimento	0,5	0,25-1
D. Caudal ou pressão elevada, com considerável arrastamento do preenchimento das descontinuidades	0,3	0,25-1
E. Caudal excepcionalmente elevado ou pressão explosiva, decaindo com o tempo	0,2-0,1	> 1
F. Caudal excepcionalmente elevado ou pressão contínua, sem decaimento	0,1-0,05	> 1

Fonte: Barton, Lien e Lunde (1974).

Tabela 2.4 Valor numérico para rugosidade da parede da descontinuidade.

<i>Rugosidade da parede da descontinuidade (J_p)</i>	Valor
a) Contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades	
b) Contacto entre as paredes de rocha antes de 10 cm de escorregamento	
A. Juntas descontínuas	4,0
B. Descontinuidades rugosas, irregulares, onduladas	3,0
C. Descontinuidades suaves e onduladas	2,0
D. Descontinuidades polidas e onduladas	1,5
E. Descontinuidades rugosas ou irregulares, planas	1,5
F. Descontinuidades lisas, planas	1,0
G. Descontinuidades polidas, planas	0,5
c) Não há contacto entre as paredes de rocha no escorregamento	
H. Descontinuidades contendo minerais argilosos e suficientemente espessa de modo a impedir o contacto entre as paredes	1,0
I. Descontinuidades esmagadas contendo areias de modo a impedir o contacto entre as paredes	1,0

Fonte: Barton, Lien e Lunde (1974).

Tabela 2.5 Valor numérico para alteração das paredes da descontinuidade.

<i>Alteração das paredes da descontinuidade (J_a)</i>	<i>Valor</i>	<i>φ_r (°) aprox.</i>
a) Contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades		
A. Paredes duras, compactas, preenchimentos impermeáveis (quartzo ou epibolito)	0,75	-
B. Paredes não alteradas, somente com leve descoloração	1,0	25-35
C. Paredes ligeiramente alteradas, com partículas arenosas e rochas desintegradas não brandas	2,0	25-30
D. Paredes com partículas siltosas ou areno-argilosas	3,0	20-25
E. Paredes com partículas de materiais moles ou de baixo ângulo de atrito, tais como caulinita, mica, gesso, talco, clorita, grafite, etc., e pequenas quantidades de argilas expansivas	4,0	8-16
b) Contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades antes de 10 cm de escorregamento		
F. Paredes com partículas de areia e rochas desintegradas, etc	4,0	25-30
G. Descontinuidades com preenchimento argiloso sobreconsolidado (contínuo, mas com espessura < 5 mm)	6,0	16-24
H. Descontinuidades com preenchimento argiloso subconsolidado (contínuo, mas com espessura < 5 mm)	8,0	12-16
I. Descontinuidades com enchimento argiloso expansivo, como por exemplo montmorilonita (contínuo, mas com espessura < 5 mm); o valor de J_a depende da percentagem de partículas de argila expansiva e do acesso da água, etc	8-12	6-12
c) Não há contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades		
J. Zonas ou bandas com rochas desintegradas ou esmagadas com argila (ver G, H e I para condições do material argiloso)	6,8 ou 8-12	6-24
K. Zonas ou bandas siltosas ou areno-argilosas, com pequena fração de argila	5,0	-
L. Zonas contínuas de argila (ver G, H e I para condições do material argiloso)	10,13 , 13-20	6-24

Fonte: Barton, Lien e Lunde (1974).

Tabela 2.6 Valor numérico para *SRF*.

<i>SRF</i>	<i>Valor</i>		
a) Zonas de fraqueza intersectando as escavações, o que pode causar a descompressão do maciço rochoso durante a abertura destas			
A. Zonas de fraqueza frequentes, contendo argila ou rocha decomposta quimicamente; maciço rochoso envolvente muito descomprimido (todas as profundidades)	10,0		
B. Zonas de fraqueza individuais, contendo argila ou rocha decomposta quimicamente (profundidades da escavação ≤ 50 m)	5,0		
C. Zonas de fraqueza individuais, contendo argila ou rocha decomposta quimicamente (profundidades da escavação > 50 m)	2,5		
D. Numerosas zonas de corte em rocha competente, sem argila; rocha envolvente descomprimida (todas as profundidades)	7,5		
E. Zonas individuais de corte em rocha competente, sem argila (profundidades da escavação ≤ 50 m)	5,0		
F. Zonas individuais de corte em rocha rígida, sem argila (profundidades da escavação > 50 m)	2,5		
G. Juntas abertas, rocha muito fraturada e descomprimida (todas as profundidades)	5,0		
b) Rocha competente, problemas de tensões na rocha			
H. Tensões baixas, próximo da superfície	2,5	$\sigma_c / \sigma_1 > 200$	$\sigma_f / \sigma_1 > 13$
I. Tensões médias	1,0	200-10	13-0,66
J. Tensões altas, estrutura rochosa muito fechada (usualmente favorável para a estabilidade; pode ser desfavorável para a estabilidade das paredes)	0,5-2,0	10-5	0,66-0,33
K. Explosões moderadas de rochas (rocha maciça)	5-10	5-2,5	0,33-0,16
L. Explosões intensas de rochas (rocha maciça)	10-20	$< 2,5$	0,16
c) Rocha esmagada: plastificação de rochas incompetentes sob a influência de altas pressões de rocha			
M. Pressão moderada da rocha esmagada	5-10		
N. Pressão elevada da rocha esmagada	10-20		
d) Rochas expansivas: atividade química expansiva devida à presença da água			
O. Pressão de expansão moderada	5-10		
P. Pressão de expansão elevada	10-15		

Fonte: Barton, Lien e Lunde (1974).

Definidos os valores numéricos para as diversas características do maciço e aplicada a Equação 6 obtém-se o valor de Q . Resta, de maneira a dimensionar a estrutura de suporte, definir a dimensão equivalente da escavação (D_e). Essa é definida através da relação entre a abertura ou diâmetro da escavação e o *Excavation Support Ratio* “Relação de Suporte e Escavação” (*ESR*), conforme Equação 7.

$$D_e = \frac{D}{ESR} \quad (\text{Eq. 7})$$

Onde:

D_e consiste na dimensão equivalente da escavação (m);

D consiste na abertura ou diâmetro da escavação (m);

ESR consiste no *Excavation Support Ratio*.

O valor do ESR está relacionado ao pretendido uso da escavação e ao grau de segurança que será demandado da estrutura de suporte (BARTON; LIEN; LUNDE, 1974). A Tabela 2.7 apresenta os valores de ESR para as diferentes estruturas subterrâneas conforme Barton; Lienr e Lunde (1974).

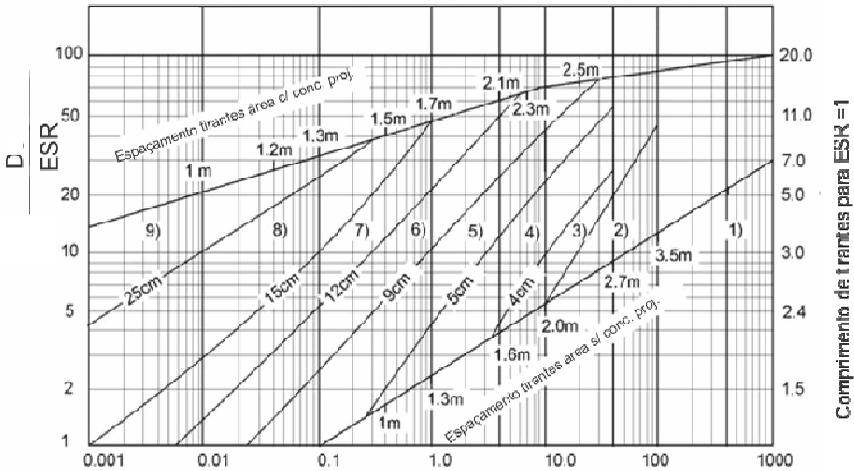
Tabela 2.7 Tabela para a definição do ESR

Categoria da Escavação		ESR
A	Escavações mineiras temporárias.	3-5
B	Cavidades mineiras definitivas, túneis de aproveitamentos hidráulicos (exceto túneis sob pressão), túneis piloto, túneis de desvio, escavações superiores de grande cavidade	1.6
C	Cavernas de armazenagem, estações de tratamento de águas, pequenos túneis rodoferroviários, chaminés de equilíbrio, túneis de acesso	1.3
D	Centrais subterrâneas, túneis rodoferroviários de grande dimensão, abrigos de defesa, bocas de entrada, intersecções	1.0
E	Centrais nucleares subterrâneas, estações de caminhos de ferro, fábricas	0.8

Fonte: Traduzido de Barton, Lienr e Lunde (1974).

Obtidos os valores de Q e o diâmetro equivalente da escavação utiliza-se o ábaco da Figura 2.1 para a definição dos sistemas auxiliares de suporte.

Figura 2.1 Ábaco para a estimação das estruturas auxiliares de suporte



Fonte: Barton; Lienr e Lunde (1974).

Entra-se com o valor de Q no eixo horizontal, no eixo vertical à esquerda utiliza-se o valor do diâmetro equivalente. A interseção das retas formadas por esses valores fornece o a da espessura do concreto projetado. Já a extensão vertical da reta formada pelo valor Q define o espaçamento dos tirantes.

O modelo inicial de Barton sofreu modificações. O comprimento dos tirantes, antes obtido no eixo vertical a direita do ábaco acima, pode ser determinado pela Equação 8 a seguir (BARTON *et al.* 1980).

$$L = 2 + \frac{0,15B}{ESR} \quad (\text{Eq. 8})$$

Onde:

L corresponde ao comprimento dos tirantes (m);

B corresponde à largura da escavação (m);

ESR corresponde ao *Excavation Support Ratio*.

O sistema *Rock Mass Rating* “Classificação do Maciço Rochoso” (RMR) foi proposto por Bieniawski em 1973, também baseado em estudos empíricos (HOEK, 2007). O mesmo sofreu diversas revisões e modificações durante os anos e aqui será mencionada a versão de 1989 (BIENIAWSKI, 1989). Da mesma maneira que o sistema previamente citado, ele utiliza seis

parâmetros para classificar a rocha e ao final determina-se a estrutura auxiliar de suporte a ser utilizada. Entre os seis parâmetros avaliados estão:

- Resistência à compressão uniaxial da rocha intacta;
- Valor do RQD ;
- Grau de fraturação do maciço;
- Estado das descontinuidades;
- Condições hidrogeológicas;
- Orientação das descontinuidades.

A classificação do maciço ocorre da seguinte forma: para cada parâmetro é adotado um valor numérico e esses são somados para obter-se o RMR.

Para o primeiro parâmetro é atribuído um valor relativo à resistência da rocha em um ensaio uniaxial de compressão- sendo o valor maior para uma maior resistência. O segundo parâmetro está relacionado RQD , ou seja avalia a integridade da rocha. O grau de fraturação é avaliado em relação ao espaçamento entre as descontinuidades, ele aumenta conforme a distância entre as elas. O estado das descontinuidades é determinado qualitativamente através de uma análise em campo, avalia-se a abertura entre elas e o material de enchimento. As condições hidrogeológicas são relativas à existência e quantidade de água na região da escavação, quanto maior a surgência de água menor é o valor atribuído. O último parâmetro relaciona a direção da escavação com a do túnel. Essa atribuição numérica para cada parâmetro pode ser vista na Tabela 2.8.

Tabela 2.8 Definição numérica para as características do maciço para o sistema RMR.

Resistência à compressão simples (MPa)	> 200	100-200	50-100	25-50	< 25 MPa		
Valor	15	12	7	4	2	1	0
RQD(%)	90-100	75-90	50-75	25-50	<25		
Valor	20	17	13	8	3		
Espaçamento entre descontinuidades	> 3m	1-3m	0,3-1m	50-300mm	<50mm		
Valor	20	15	10	8	5		
Estado das descontinuidades	Superfície muito rugosa sem continuidade fechadas e sem alteração	Superfície pouco rugosa < 1mm pouca alteração	Superfície pouco rugosa < 1mm alta alteração	Enchimento argiloso < 5mm espessura; abertura 1 a 5mm diaclases contínuas	Enchimento argiloso com espessura > 5 mm abertura > 5 mm diaclases contínua		
Valor	30	25	20	10	5		
Condições hidrogeológicas (surgência de água a cada 10m em l/min)	nenhuma	<10	10-25	25-125	>125		
Valor	15	10	7	4	0		
Orientação da descontinuidade (túneis)	Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito desfavorável		
0	-0	-2	-5	-10	-12		

Fonte: Traduzido de Bieniawski (1989).

Definidos o valor do RMR para o maciço utiliza-se a Tabela 2.9 para a definição do suporte a ser utilizado.

Tabela 2.9 Definição dos sistemas de suporte a partir do valor de RMR para uma escavação de 10m de abertura.

RMR	Método de escavação	Suporte		
		Tirantes (Ø de 20 mm, com calda de cimento)	Concreto projetado	Cambotas metálicas
81-100 Classe I	Face completa, avanço de 3m	Geralmente sistemas de suporte não são necessários		
61-80 Classe-II	Face completa, avanço de 1 a 2m com suporte completo a 20m da face	Tirantes localizados no teto com 3m de comprimento e espaçados de 2,5m, telamento opcional	Espessura de 50mm no teto, onde necessitar	Nenhum
41-60 Classe-III	Avanço da abóbada em etapas de 1 a 1,5m. Instalação do suporte junto com o avanço da frente.	Tirantes espaçados 1,5 a 2m, de 4m de comprimento, no teto e laterais, com telamento no teto	Espessura de 50 a 100mm no teto e 30mm nas paredes	Nenhum
21-40 Classe-IV	Avanço da abóbada em etapas de 1 a 1,5m. Instalação do suporte junto com o avanço da frente.	Tirantes espaçados 1 a 1,5m, de 4 a 5m de comprimento, teto e paredes, com telamento	Espessura de 100 a 150mm no teto e 100mm nas paredes	Cambotas metálicas leves a médias, espaçadas de 1,5m, onde necessário
<20 Classe V	Múltiplas frentes Avanço da calota de 0,5 a 1,5m. Instalação do suporte paralelo com a escavação. Concreto projetado logo que possível após a escavação fogo	Tirantes espaçados 1 a 1,5m, de 5 a 6m de comprimento no teto e laterais com telamento.	Espessura de 150 a 200mm no teto e 150mm nas paredes, e 50mm na face.	Cambotas metálicas médias a pesadas, espaçadas de 0,75m, com aduelas de aço. Arco invertido

Fonte: Traduzido de Bieniawski (1989).

Constata-se que a Tabela 2.9 só é utilizável para uma escavação de 10m de aberturas. Para solucionar tal problema pode-se transformar o valor de RMR em Q de Barton através da Equação 9, já que o sistema de Barton contempla diversas configurações de escavação. Essa equação foi proposta por Bieniawski em 1984 (BIENIAWSKI, 1984).

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

Onde:

RMR consiste no valor do RMR do maciço;

Q consiste no valor de Q obtido para o maciço.

2.2 FERRAMENTAS COMPUTACIONAIS

2.2.1 Unwedge

Segundo Menéndez-Díaz *et al.* (2009), um dos problemas mais sérios durante escavações subterrâneas são os acidentes causados pela queda de blocos de rocha. A formação desses blocos se dá através da interseção entre as descontinuidades de maciços rochosos. Quando uma escavação atravessa esse conjunto de blocos, novos blocos são formados em sua superfície (GONZA'LEZ-PALACIO *et al.* 2005). Esses podem apresentar geometria que favoreça sua queda para dentro da escavação, dando origem ao problema previamente citado. Portanto, o estudo de estabilidade de blocos é essencial para o dimensionamento de sistemas auxiliares de suporte em túneis como citam Liu *et al.* (2004) e Gonza'lez-Palacio *et al.* (2005).

Conforme Akgun *et al.* (2013), o primeiro passo para qualquer tipo de análise de estabilidade de blocos consiste em uma avaliação detalhada da estrutura do maciço rochoso. Diversos autores concordam que os principais dados a serem levados em consideração para a análise de estabilidade de blocos são: a quantidade e orientação das descontinuidades e a geometria da escavação (AKGUN *et al.*, 2013; FU; MA, 2013; PANDA *et al.*, 2014).

O programa *Unwedge* da *Rocscience* constitui-se como uma ferramenta simples e eficiente na análise da estabilidade de blocos. Ele identifica e descreve os blocos mais críticos formados pela interação entre as descontinuidades e escavação (LIU *et al.* 2002). Para tal são adotados os seguintes seis passos, conforme Rocscience (2014):

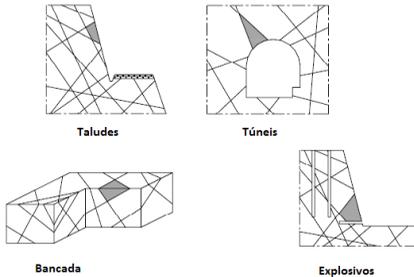
- Determinação da geometria dos blocos utilizando a teoria de blocos proposta por Goodman and Shi (1985);
- Determinação das forças passivas e ativas atuando nos blocos;

- Definição da direção de movimento dos blocos;
- Definição das forças normais em cada plano dos blocos;
- Cálculo das forças resistivas devido à resistência ao cisalhamento das juntas e a resistência de tração;
- Cálculo do fator de segurança.

Os parágrafos seguintes buscam apresentar, de maneira sucinta, a teoria de blocos de Goodman e Shi (1985) e a determinação do fator de segurança no programa *Unwedge*. Assim se sucederá, pois uma apresentação mais detalhada desses tópicos foge do escopo deste trabalho.

Primeiramente deve-se conhecer o conceito de *key blocks* (blocos chave) cunhada por Goodman e Shi (1985). Nele, os blocos chaves são os que possuem uma forma que os permita cair dentro da escavação e são formados pela interação entre as discontinuidades e a escavação. (GOODMAN; SHI 1985). A Figura 2.2 a seguir apresenta diversos casos de blocos chaves em diferentes cenários.

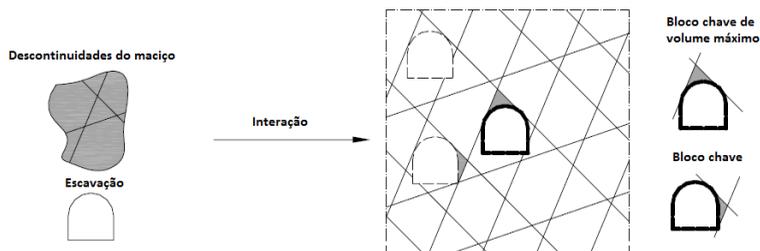
Figura 2.2 Diferentes casos de formação de blocos chaves.



Fonte: Goodman e Shi (1985).

O principal objetivo da teoria de blocos é analisar geometricamente a distribuição de diferentes tipos de blocos em relação às discontinuidades das rochas e então determinar as condições com as quais esses possam perder estabilidade (GOODMAN; SHI 1985). Nessa análise assume-se que os blocos estão sujeitos apenas à ação da gravidade (GOODMAN; SHI 1985). A Figura 2.3 apresenta como se dá a formação desses a partir da interação entre discontinuidades e a frente de escavação de um túnel.

Figura 2.3 Interação entre frente de escavação e descontinuidades de um maciço rochoso.

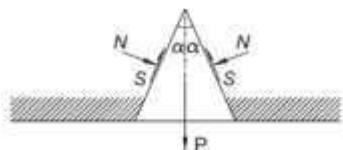


Fonte: Gonzá'lez-Palacio *et al.* (2005).

Nota-se que a interação ilustrada na Figura 2.3 resulta em diferentes tipos de blocos chaves, sendo que para o dimensionamento das estruturas de suporte de túneis são mais importantes os blocos chave com volume maior- já que esses necessitarão de um sistema de suporte mais robusto.

O fator de segurança no programa *Unwedge* é calculado através de um limite de equilíbrio entre as forças passivas e ativas que atuam no bloco. Na Figura 2.4 encontra-se um exemplo de um diagrama das forças aplicadas em um bloco chave.

Figura 2.4 Diagrama de forças aplicadas em um bloco chave.



Fonte: Asadollahi e Tonon, 2010.

A partir desse diagrama configura-se a Equação 10 que define o coeficiente de segurança através do equilíbrio limite das forças atuantes no bloco.

$$FS = \left| \frac{2S \cos \alpha}{2N \sin \alpha + P} \right| \quad \text{Eq. 10}$$

Onde:

FS corresponde ao fator de segurança;

S corresponde força resistiva de cisalhamento (kN);

N corresponde força normal (kN);

P corresponde o peso do bloco (kN);

α corresponde ao ângulo formado entre a força P e S (graus).

Como todo programa apresenta limitações o *Unwedge* também as apresenta. A análise do *Unwedge* não leva em consideração as modificações que ocorrem no perímetro escavado ao longo do tempo. Já que seguido da escavação há um alívio de tensões que pode facilitar a queda de blocos (FU & MA, 2013). Apesar dessa limitação o programa ainda constitui-se como uma importante ferramenta na análise de formação de blocos em uma escavação.

2.2.2 Phase2

O *Phase2*, desenvolvido pela *Rocscience*, consiste em um programa de elementos finitos de duas dimensões com aplicação para solo e rocha. Seu uso consiste na análise de uma grande variedade de problemas de engenharia geotécnica, como: estabilidade de taludes, dimensionamento de estruturas de contenção, fluxo de água no solo (ROCSCIENCE, 2014).

Na engenharia de túneis o programa pode ser utilizado para calcular:

- Tensões no entorno de um túnel devido à escavação;
- Deformações decorrentes dessa escavação;
- Definição da zona de plastificação, ou seja, a região onde houve ruptura no entorno do túnel;
- Fator de segurança da escavação;
- Avaliação do efeito das estruturas de suporte no entorno da escavação auxiliando o dimensionamento das mesmas.

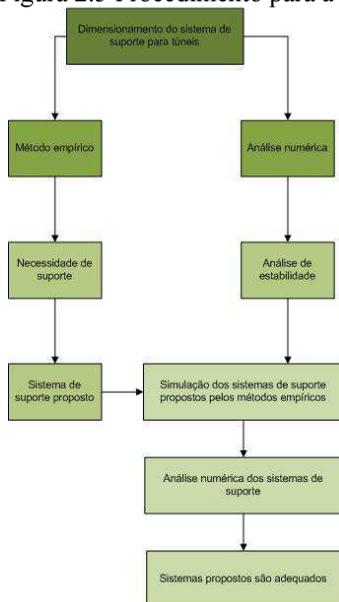
Ressalta-se que o programa faz uma análise não linear das deformações podendo-se definir o modelo com elástico ou elasto-plástico (ROCSCIENCE, 2014). Entre os parâmetros de entrada estão às características do material existente no modelo como seu peso específico e módulo de elasticidade. Essas características podem variar dependendo do modelo de ruptura utilizado. Os seguintes são contemplados pelo programa: Mohr-Coulomb, Hoek-Brown, Druker-Prager (ROCSCIENCE, 2014). Por exemplo, se é utilizado o modelo de Mohr-Coulomb deve-se definir a coesão e ângulo de atrito para o material. Esta etapa de definição dos parâmetros é essencial para a aplicação do modelo, portanto esses parâmetros deve ter sido corretamente determinados de modo a auxiliar na análise numérica (SOPACI;AKGUN 2008).

A malha de elementos finitos é gerada automaticamente, porém pode ser configurada pelo usuário. Entre suas configurações, a mesma pode apresentar-se uniformemente distribuída ou graduada, seguindo um fator de graduação definido pelo usuário. Também, pode-se especificar o tipo do elemento da malha, elemento triangular de três ou seis nós, elemento quadrático de quatro

ou oito nós e sua quantidade (ROCSCIENCE, 2014). Nesse trabalho não será discutida a teoria por trás da aplicação de elementos finitos, já que essa foge do escopo deste estudo.

Diversos estudos utilizam o programa *Phase2* para realizar a análise numérica de modelos geotécnicos e a validação dos sistemas de suporte utilizados. Como descrito no início deste tópico, o dimensionamento de sistemas de suporte em túneis pode ser dimensionado de diversas maneiras e a combinação entre elas resulta em uma estrutura mais segura (GUROCAK; SOLANKI; ZAMAN 2007). Esse processo foi seguido nos trabalhos de Ozturk (2013), Rasouli (2009), Basarir (2006), Sopaci e Akgun (2008) e Jinwei *et al.* (2011). A Figura 2.5 a seguir apresenta um diagrama que sintetiza o método utilizado nesses estudos.

Figura 2.5 Procedimento para a análise das estruturas de suporte de túneis.



Fonte: Autor (2014)

Percebe-se a partir do exposto acima que a parte inicial da aplicação das análises numérica e empírica é a avaliação da necessidade de suporte. Se esta é confirmada, o procedimento se volta para os métodos empíricos e sua resposta a partir dos dados de entrada. Os modelos empíricos nos estudos variaram, porém se resumem ao Q de Barton (1974) e RMR de Bieniawski (1989). Definidos os sistemas de suporte pelos métodos empíricos o procedimento

passa pela modelagem desses e sua análise numérica com o programa *Phase2*. Ao final verifica-se a adequabilidade desses sistemas.

É curioso notar que em todos os estudos os sistemas propostos pelos métodos empíricos foram adequados. Isso sugere a eficiência desses métodos ou que esses produzam resultados superdimensionados. Porém, tratando-se de geotécnica, uma área com alto grau de incerteza, esse aspecto, quando não exacerbado, pode ser considerado bem vindo. No caso em questão, de um pré-dimensionamento, resultados superdimensionados são interessantes pois há maior incerteza nessa etapa inicial de avaliação.

3. MÉTODOS E DADOS DE PROJETO

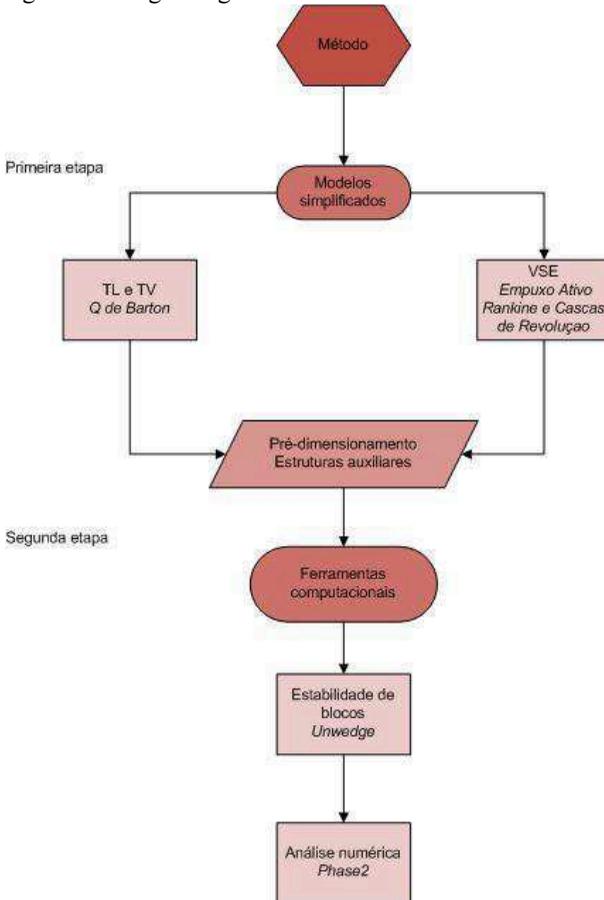
3.1 MÉTODO

O processo de pré-dimensionamento das estruturas auxiliares do TL, TV e poço VSE, divide-se em duas etapas distintas. Na primeira etapa, modelos simplificados são utilizados para fornecer valores iniciais para as dimensões das estruturas. Nesta etapa, é utilizado uma combinação do empuxo ativo de Rankine e cascas de revolução para o poço. Já no dimensionamento das estruturas auxiliares dos túneis é utilizado o modelo Q de Barton (1974). Essa diferença reside na distinta configuração na ação das tensões resultantes do poço e túnel. Ressalta-se que na primeira fase foi utilizado o programa Excel, quando necessário, como planilha de cálculo.

Na segunda etapa, as estruturas dimensionadas são avaliadas com o auxílio de ferramentas computacionais. As ferramentas utilizadas consistem no programa *Unwedge* versão 3.0 e *Phase2* versão 8.0 da *Rocscience*. Como apresentado no capítulo anterior, o programa *Unwedge* é utilizado para verificar a formação de blocos e realizar a análise cinemática dos mesmos. Já o *Phase2* é utilizado na análise numérica das estruturas auxiliares.

Na Figura 3.1 a seguir é apresentado um diagrama geral que contém o método contemplado neste trabalho.

Figura 3.1 Diagrama geral do método utilizado.



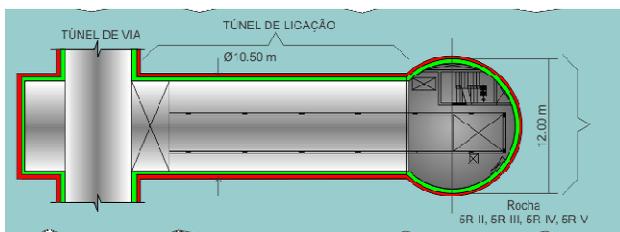
Fonte: Autor (2014).

3.2 DADOS DE PROJETO

3.2.1 Geometria

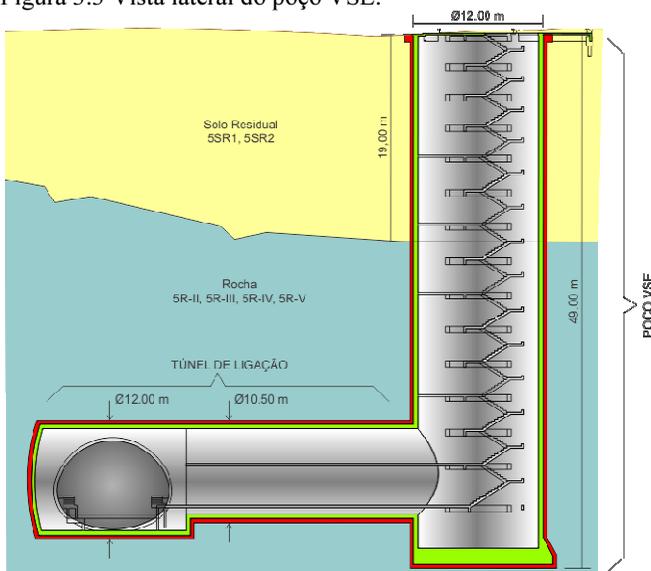
Anterior à aplicação do método é imperativo o conhecimento de informações relativas à geometria do TL, TV, do poço VSE e o perfil geológico no qual esses estarão inseridos. A partir da geometria dessas estruturas e do perfil geológico, que será apresentado no tópico seguinte, obteve-se a Figura 3.2 e Figura 3.3.

Figura 3.2 Vista superior do poço VSE.



Fonte: Autor (2014).

Figura 3.3 Vista lateral do poço VSE.



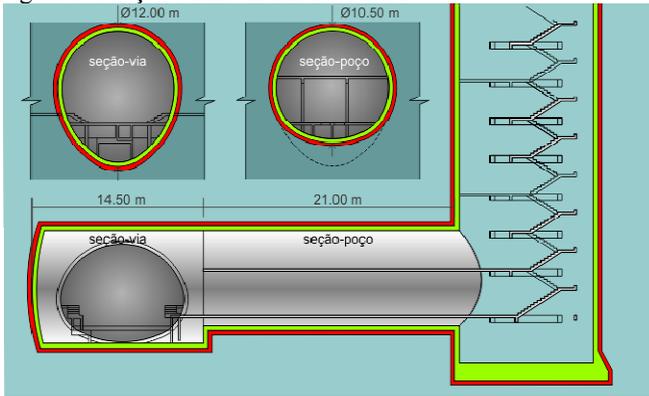
Fonte: Autor (2014).

Percebe-se através da Fonte: Autor (2014).

Figura 3.3 que o poço VSE possui raio interno útil constante de 12 m.. A profundidade total do poço consiste em 49 m. Os primeiros 19 m do poço atravessam camadas de solo residual, enquanto os 30 m restantes situam-se em camadas de rocha.

Os aspectos geométricos do TL e TV são expostos na Figura 3.4.

Figura 3.4 Seções transversais do TL e TV.



Fonte: Autor (2014).

Na Figura 3.4 percebe-se que TL possui o raio interno variável. Nos 21 m iniciais a partir do poço VSE a seção do túnel (TV) é aproximadamente circular com raio de 10,5 m. Já no trecho que intercepta o túnel de via, a seção possui forma oval devido a um rebaixo, resultando em uma altura de 12 m (seção-via). É interessante notar na Figura 3.3 que o túnel de ligação encontra-se inserido em rocha, fato fundamental para o futuro pré-dimensionamento do mesmo.

3.2.2 Geologia local

A geologia local é determinada a partir de sondagens, sendo elas constituintes de uma etapa primordial de projeto. A partir das sondagens mistas foram definidos o perfil geológico e consequentemente a geologia local do TL, TV e poço VSE. Esses são ilustrados na Figura 3.5.

uma camada de rocha classe III com espessura de 4,5 m. A segunda camada de rocha é constituída por um maciço classe V. Finalmente, as últimas camadas são compostas por rochas de classe IV e II com espessura de 4,5 m e 14 m, respectivamente.

A partir do perfil geológico se faz necessário a horizontalização das camadas de rocha e solo de maneira a facilitar as análises simplificadas e numéricas futuras. Assim, a partir da horizontalização das camadas e dos parâmetros geológicos do solo definidos em um relatório geológico manufaturou-se a Tabela 3.1.

Tabela 3.1 Parâmetros geotécnicos adotados

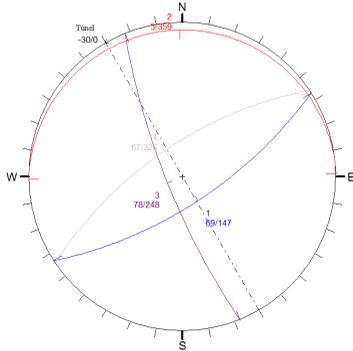
Camada	Tipo	Nspt	RMR	Cota (m)	Profund. (m)	Espess. (m)	γ (KN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)	v	Ka	E (MPa)
1	5SR1	16	-	744,1	0,0	10,0	18,5	18,0	25	0,20	0,4	65
				734,1	10,0							
2	5SR2	23	-	734,1	10,0	9,0	19,5	20,0	27	0,20	0,3	160
				725,1	19,0							
3	5R-III	-	41	725,1	19,0	4,5	26,0	250,0	30	0,25	0,3	5957
				720,6	23,5							
4	5R-V	-	10	720,6	23,5	6,0	23,0	100,0	15	0,25	0,3	1000
				714,6	29,5							
5	5R-IV	-	21	714,60	29,5	4,5	26,0	150,0	20	0,25	0,3	1884
				710,1	34,0							
6	5R-II	-	61	710,1	34,0	14,0	26,0	350,0	40	0,25	0,3	22000
				696,1	48,0							

Fonte Autor (2014).

3.2.3 Parâmetros das descontinuidades

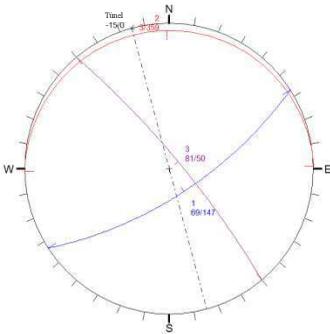
Conforme exposto no método, neste trabalho será realizada a verificação da estabilidade cinética dos blocos de rocha para as estruturas através do programa *Unwedge*. Para tal, torna-se necessário o conhecimento da disposição das descontinuidades presentes ao longo dessas e suas características. Essas informações foram obtidas a partir de um relatório geológico. A seguir são apresentadas, na Figura 3.6, Figura 3.8 e Figura 3.8, as descontinuidades do maciço e às projeções estereográficas do TL, TV e do poço VSE- respectivamente.

Figura 3.6 Projeção estereográfica do TL e descontinuidades.



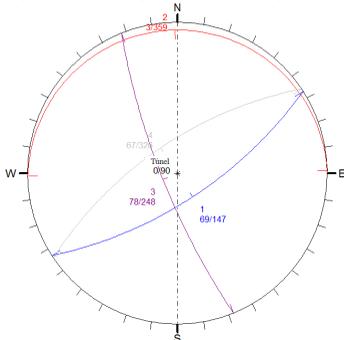
Fonte: Autor (2014).

Figura 3.7 Projeção estereográfica do TV e descontinuidades.



Fonte: Autor (2014).

Figura 3.8 Projeção estereográfica do poço VSE e descontinuidades.



Fonte: Autor (2014).

As Figuras 3.6, 3.7 e 3.8 foram obtidas no programa *Unwedge* e a partir da Figura 3.6 percebe-se que a direção do TL faz -30° com o norte e possui um ângulo de mergulho igual a zero, remetente a direção horizontal do túnel. O TV faz um ângulo de -15° com o norte e o mesmo mergulho que o TL. Já na Figura 3.8 o poço VSE é representado como um ponto, o que ilustra sua característica vertical- pois possui um mergulho de 90° . Abaixo é apresentada a Tabela 3.2 que sintetiza direção das descontinuidades e das estruturas.

Tabela 3.2 Resumo das projeções estereográficas.

	<i>Direção de mergulho ($^\circ$)</i>	<i>Mergulho ($^\circ$)</i>
<i>Descontinuidade 1</i>	147	69
<i>Descontinuidade 2</i>	359	3
<i>Descontinuidade 3</i>	248	78
<i>Descontinuidade 4</i>	326	67
<i>TL</i>	-30	0
<i>TV</i>	-15	0
<i>Poço VSE</i>	-	90

Fonte: Elaborada pelo autor baseado no relatório geológico.

Além da direção das descontinuidades devem-se definir as características dessas juntas, essas se encontram na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 Parâmetros utilizados para juntas na análise.

<i>Linha estrutural</i>	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>
<i>Densidade da Rocha (t/m^3)</i>	2,7	2,7	2,7	2,7
<i>Ângulo de Atrito</i>	0	0	0	0
<i>Tensão Confinante (t/m^2)</i>	0	0	0	0
<i>Coesão (t/m^2)</i>	0	0	0	0
<i>Ondulação</i>	-	-	-	-

Fonte: Elaborada pelo autor baseado no relatório geológico

Pondera-se que os parâmetros adotados acima para o critério de resistência das juntas foi conservador. No relatório geológico, não houve indicação do espaçamento e persistência, assim será realizada a análise cinética dos blocos considerando o máximo volume possível.

3.2.3 Método Executivo

O método executivo exposto nesse tópico é simplificado. O mesmo só é necessário para a última etapa de análise numérica. Assim, a execução do poço VSE será realizada da seguinte maneira:

- Avanços de 1m de profundidade nas camadas de solo, e aplicação imediata de revestimento;
- Avanços de 2m de profundidade em rocha com aplicação imediata de revestimento.

Portando como o poço será escavado, para efeito da análise numérica, em 36 etapas.

O único fato a atentar na execução dos túneis é aplicação das estruturas de suporte, essas são aplicadas imediatamente após a etapa de escavação.

Também, deve-se ressaltar que não será considerado o efeito de surgência ou percolação de água nas simulações, pois haverá drenagem durante a execução das estruturas.

3.2.4 Materiais utilizados

Os materiais utilizados no pré-dimensionamento são o concreto projetado e os tirantes. Suas características foram obtidas com engenheiros especialista da área. As características do concreto projetado estão apresentadas na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 Características do concreto projetado

<i>Concreto projetado</i>	<i>Valor</i>
<i>Resistência à compressão (f_{ck})</i>	30 MPa
<i>Peso específico (γ_c)</i>	25 kN/m ³
<i>Tensão de trabalho admissível (f_{adm})</i>	6 MPa
<i>Módulo de elasticidade (E_{cs})</i>	23800 MPa*

Fonte: Especialistas em engenharia de túneis.

*Módulo de elasticidade calculado conforme NBR 6118/2014

Já as características dos tirantes constam na Tabela 3.5 abaixo.

Tabela 3.5 Características do tirante.

<i>Tirante</i>	<i>Valor</i>
<i>Diâmetro (\emptyset)</i>	25 mm
<i>Módulo de elasticidade (f_y)</i>	210000 MPa
<i>Capacidade de carga (tração)</i>	19 t

Fonte: Especialistas em engenharia de túneis.

3.2.5 Análise numérica

O modelo utilizado na análise numérica contempla o critério de ruptura Mohr-Coulumb, ou seja, como parâmetros dos materiais devem-se definir o ângulo de atrito e a coesão. Pelo motivo da utilização de um modelo elasto-plásticos são necessários os valores de ângulo de atrito e coesão residual. Nessa análise os valores residuais e não residuais foram considerados os mesmos devido à falta de dados.

Utilizou-se a malha de elementos finitos do tipo graduada com um fator de graduação de 0,1. O tipo de elemento da malha considerado foi triangular de três nós. Nas proximidades da escavação foi definida uma região onde a malha encontra-se mais densa, assim se sucedeu de maneira a obter um resultado com maior precisão.

É importante ressaltar que, de forma a avaliar o desempenho das estruturas de suporte, foram feitos dois modelos para cada túnel. Um deles contém as estruturas auxiliares de transporte, concreto projetado e tirantes, enquanto que no outro essas são inexistentes. O mesmo não possível de ser realizado para o poço VSE, pois não houve convergência no modelo deste sem estruturas de suporte. Assim, seu resultado não pode ser apresentado.

4. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

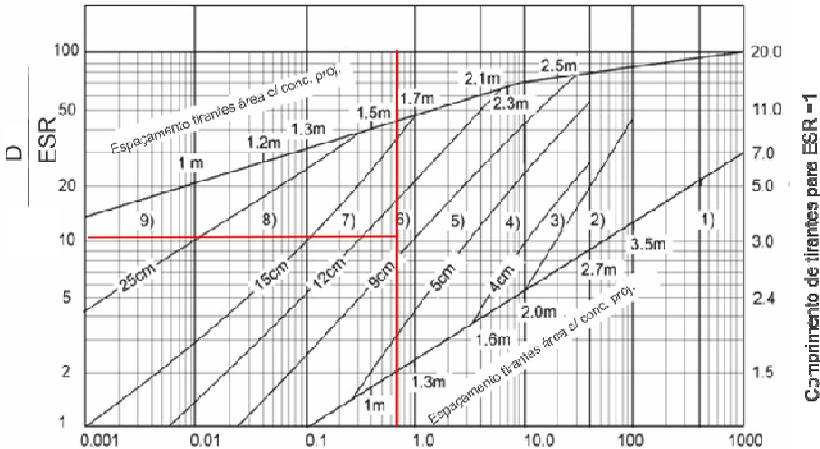
Neste capítulo são expostos os resultados obtidos a partir do método para o pré-dimensionamento das estruturas auxiliares para o TL, TV e poço VSE.

4.1. TÚNEL DE LIGAÇÃO E TÚNEL DE VIA

A análise simplificada do túnel de ligação consiste na aplicação do modelo de Barton (1974). Esse modelo, conforme apresentado no segundo tópico, é utilizado apenas para rochas. No caso do TL e TV ele foi escolhido, pois o mesmo encontra-se inserido em rochas como apresenta a Figura 3.5 Perfil geológico da região do TL, TV e poço VSE. Como pode ser visto nela, a seção do túnel encontra-se em rocha classe II (RMR=61) com uma camada superior próxima de rocha classe IV (RMR=21). Prezando pela segurança, considerou-se que o túnel se encontra em um maciço classe III (RMR=41). Assim, ao utilizar a Equação 9 obteve para o valor de Barton igual a 0,72.

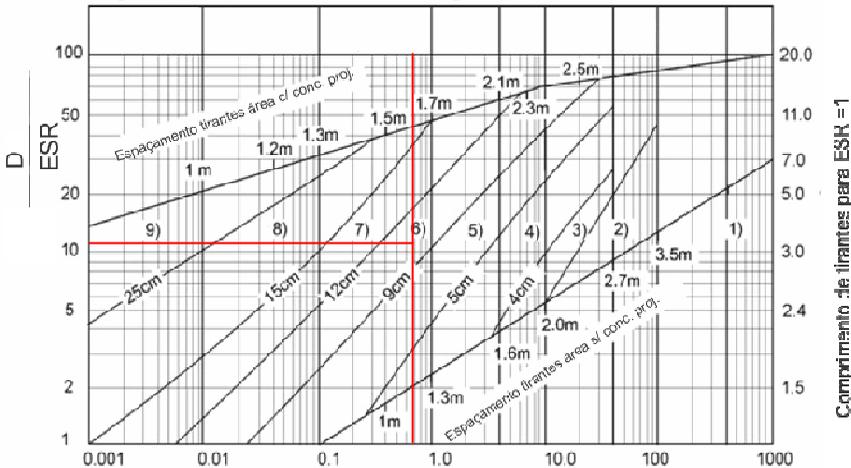
Definido o valor de Q resta definir o valor de ESR para o TL e o TV. Como este dimensionamento se trata de um revestimento primário provisório para um sistema metroviário utilizar-se-á como coeficiente de segurança o valor de um, conforme Tabela 2.7. Também, como dado de entrada tem-se o valor da abertura que corresponde ao raio inteiro de 10,5 m para o TL e 12 m para o TV. Definidos todos os dados de entrada a etapa seguinte consiste na utilização do ábaco de aplicação do método Q de Barton. Como apresentam a Figura 4.1 e Figura 4.2.

Figura 4.1 Aplicação do método Q de Barton para o TL.



Fonte: Barton, Lien e Lunde (1974).

Figura 4.2 Aplicação do método Q de Barton para o TV.



Fonte: Barton, Lien e Lunde (1974).

Por meio dos ábacos acima se verifica que os resultados do TL e TV são muito próximos, já que há uma pequena diferença entre suas aberturas. Portanto, de maneira a facilitar a etapa executiva serão adotados os mesmo resultados para ambos.

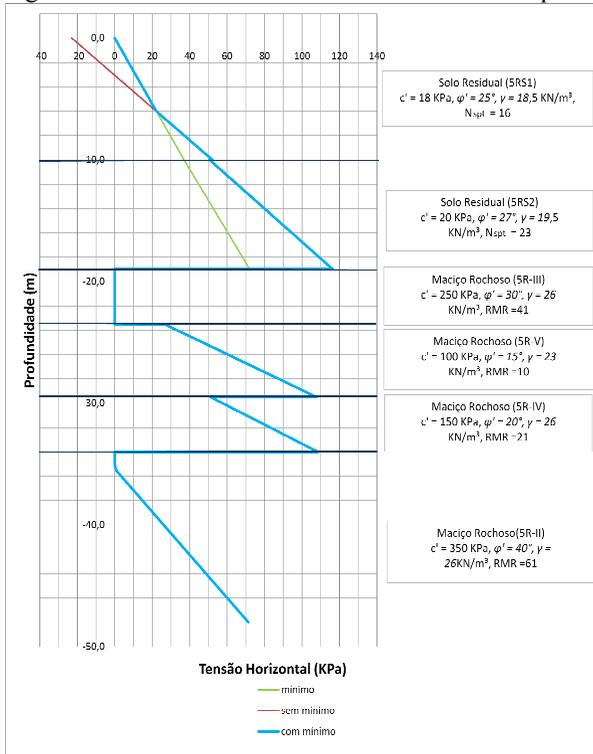
O espaçamento entre tirantes será sistemático com um distanciamento de 1,6m entre eles. O revestimento primário de ambos os casos foi próximo a

10cm. Porém, de maneira a evitar falhas na execução desse revestimento será adotado para o concreto projetado o valor de 15cm de espessura. O comprimento dos tirantes é calculado a partir da Equação 8. A partir dessa equação obtém-se que o comprimento dos tirantes deve ser de 3,57m para o TL e 3,80m para o túnel de via. De forma a facilitar a execução e primar pela segurança serão adotados tirantes de 4m.

4.2 POÇO DE VENTILAÇÃO E SAÍDA DE EMERGÊNCIA

A análise simplificada do poço VSE constitui-se de duas etapas. Inicialmente define-se o empuxo das camadas de solo e rocha. Em seguida ao utilizar-se de um modelo de casca realiza-se o pré-dimensionamento do revestimento primário do poço VSE. A Figura 4.3 apresenta os resultados para os empuxos no revestimento do poço.

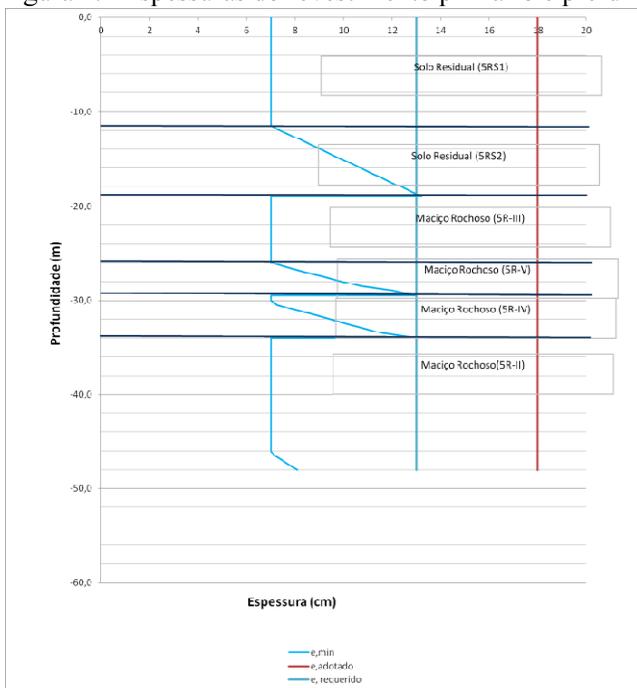
Figura 4.3 Tensões horizontais sobre o revestimento primário e pré-dimensionamento.



Fonte: Autor (2014).

A Figura 4.4 apresenta o resultado do pré-dimensionamento da espessura do concreto projetado ao longo da profundidade do poço a partir da Equação 5.

Figura 4.4 Espessuras do revestimento primário e pré-dimensionamento.



Fonte: Autor (2014).

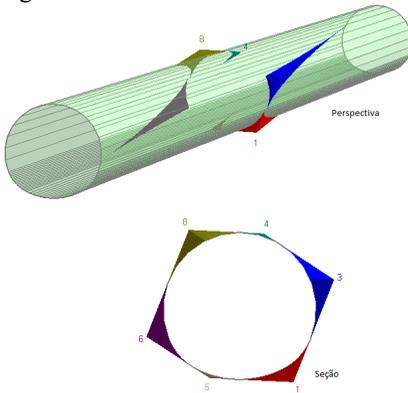
É visto na figura acima que o valor para o revestimento de concreto projetado requerido é de 13 cm, porém de maneira a evitar falhas durante a execução adotou-se a espessura de 18 cm.

5. ESTABILIDADE DE BLOCOS

5.1. TÚNEL DE LIGAÇÃO E TÚNEL DE VIA

Determinada a espessura do revestimento primário e a configuração dos tirantes segue-se para a análise de estabilidade cinemática quanto à formação e risco de queda de blocos potenciais para o TL e TV. Para isso se faz necessário a configuração das descontinuidades apresentada na Figura 3.6, Figura 3.7 e Tabela 3.2. A seguir são apresentados os resultados das análises obtidas no programa *Unwedge*. A Figura 5.1 a seguir apresenta os blocos do túnel da seção-poço.

Figura 5.1 Modelo do TL sem revestimento.



Fonte: Autor (2014).

A Tabela 5.1 abaixo apresenta os coeficientes de segurança para o caso do túnel sem a camada do revestimento primário.

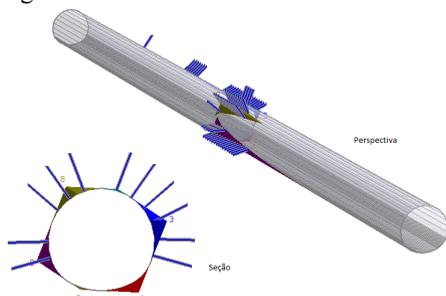
Tabela 5.1 Fator de segurança do TL sem revestimento e peso dos blocos.

<i>Bloco</i>	<i>F.S.</i>	<i>Peso (tf)</i>
1	Estável	48,9
3	0,4	96,7
4	0,2	1,3
5	12,0	1,7
6	11,0	72,3
8	0,0	58,7

Fonte: Autor (2014).

A Figura 5.2 abaixo apresenta os blocos do túnel da seção-poço, e a Tabela 5.2 seus coeficientes de segurança para o caso do túnel com a camada de 15 cm de concreto projetado do revestimento primário. Os tirantes adotados têm comprimento de 4m e espaçamento de 1,6 m, conforme resultado do modelo simplificado de Barton (1974).

Figura 5.2 Modelo TL com revestimento e tirantes.



Fonte: Autor (2014).

Na Tabela 5.2 é visto o fator de segurança e seu aumento com a utilização das estruturas de suporte.

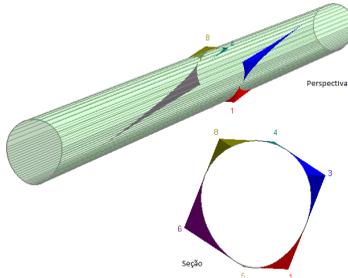
Tabela 5.2 Fator de segurança do TL com revestimento

<i>Bloco</i>	<i>F.S.</i>
1	Estável
3	6,0
4	63,4
5	24,8
6	509,3
8	10,4

Fonte: Autor (2014).

A Figura 5.3 apresenta os blocos do TV, e a Tabela 5.3 seus coeficientes de segurança para o caso do túnel sem a camada do revestimento primário.

Figura 5.3 Modelo do TV sem revestimento.



Fonte: Autor (2014).

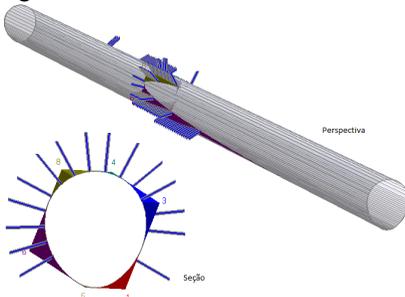
Tabela 5.3 Fator de segurança seção-via sem revestimento, e peso dos blocos.

<i>Bloco</i>	<i>F.S.</i>	<i>Peso (tf)</i>
1	Estável	60,1
3	0,4	117,3
4	0,2	1,3
5	12,0	0,3
6	11,0	227,4
8	0,0	57,5

Fonte: Autor (2014).

A Figura 5.4 apresenta os blocos do túnel da seção-via, e a Tabela 5.4 seus coeficientes de segurança para o caso do túnel com a camada de 15 cm de concreto projetado do revestimento primário. Novamente os tirantes adotados têm comprimento de 4m e espaçamento de 1,6 m.

Figura 5.4 Modelo do TV com revestimento e tirantes dos blocos.



Fonte: Autor (2014).

Tabela 5.4 Fator de segurança do TV com revestimento.

<i>Bloco</i>	<i>F.S.</i>
1	Estável
3	20,5
4	203,3
5	50,3
6	252,3
8	12,0

Fonte: Autor (2014).

De maneira a concluir esta análise é apresentada a Tabela 5.5 na qual se pode perceber com maior facilidade o aumento do fator de segurança com a aplicação das estruturas auxiliares.

Tabela 5.5 Tabela resumo da estabilidade de blocos do túnel seção-poço e seção-via.

<i>Bloco</i>	<i>Túnel de ligação</i>			<i>Túnel de via</i>		
	<i>Sem revestimento</i>	<i>Com revestimento</i>	<i>Peso (tf)</i>	<i>Sem revestimento</i>	<i>Com revestimento</i>	<i>Peso (tf)</i>
	<i>FS</i>	<i>FS</i>		<i>FS</i>	<i>Peso</i>	
	1	Estável	Estável	48,9	Estável	Estável
3	0,4	6,0	96,7	0,4	20,5	117,3
4	0,2	63,4	1,3	0,2	203,3	1,3
5	12,0	48,7	1,7	12,0	50,3	0,3
6	11,0	509,3	72,3	11,0	252,3	227,4
8	0,0	10,4	58,7	0,0	12,0	57,5

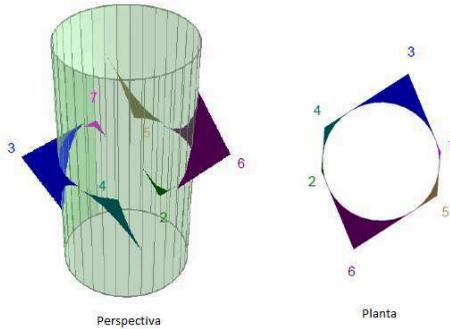
Fonte: Autor (2014).

5.2 POÇO DE VENTILAÇÃO E SAÍDA DE EMERGÊNCIA

A seguir é apresentada a análise de estabilidade cinemática conforme apresentado no método. Essa análise só é realizada para o comprimento do poço inserido em rocha, onde há a possibilidade de formação e deslizamento de blocos. A direção das descontinuidades, necessária a nessa etapa, foi apresentado no capítulo 3 na Figura 3.8.

Na .Figura 5.5 abaixo são apresentados os blocos potenciais encontrados no poço. Na Tabela 5.6 subsequente são expostos os coeficientes de segurança para o caso do poço sem o revestimento primário e o peso dos blocos.

Figura 5.5 Modelo do poço VSE sem revestimento.



Fonte: Autor (2014).

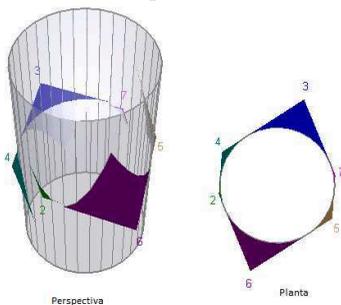
Tabela 5.6 Fator de segurança e peso dos blocos do poço VSE.

<i>Bloco</i>	<i>F.S.</i>	<i>Peso (tf)</i>
2	21,8	0,2
3	0,4	90,0
4	0,2	3,5
5	12,0	3,4
6	11,0	88,4
7	0,1	0,2

Fonte: Autor (2014).

Para obtenção do fator de segurança requerido aplicou-se o revestimento de concreto projetado, com 15 cm de espessura e tirantes caso necessário. A Figura 5.6 apresenta o modelo do poço com o revestimento e seus blocos, enquanto que a Tabela 5.7 a apresenta seus coeficientes de segurança.

Figura 5.6 Modelo do poço VSE com revestimento.



Fonte: Autor (2014).

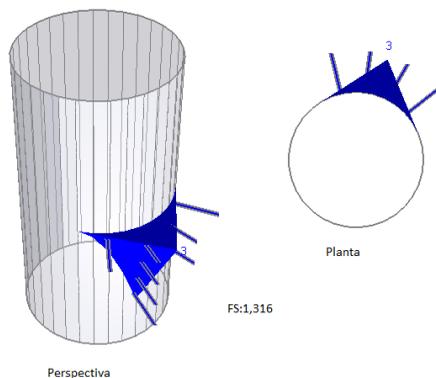
Tabela 5.7 Fator de segurança dos blocos do poço VSE com revestimento primário.

<i>Bloco</i>	<i>F.S.</i>
2	10.340,4
3	0,8
4	35,2
5	1.099,2
6	75,1
7	124,3

Fonte: Autor (2014).

Percebe-se que todos os blocos foram estabilizados com o fator de segurança requerido ($FS \geq 1$) somente com o concreto projetado de 15 cm de espessura, exceto o bloco três. Por esse motivo, busca-se estabilizá-lo através do uso de tirantes. Após realizarem-se diversas tentativas iterativas obteve-se, para o FS requerido, tirantes com 4m de comprimento e 2,3m de espaçamento entre eles. A Figura 5.7 apresenta o bloco três com essa configuração de suporte e o fator de segurança obtido.

Figura 5.7 Modelo do poço VSE com revestimento e tirantes do bloco 3.



Fonte: Autor (2014).

Ao fim apresenta-se a Tabela 5.8 que contém um resumo da análise cinemática de blocos para o poço VSE.

Tabela 5.8 Tabela resumo da análise de estabilidade para o poço VSE.

<i>Bloco</i>	<i>Poço</i>		<i>Peso (tf)</i>
	<i>Sem revestimento</i>	<i>Com revestimento</i>	
	<i>FS</i>	<i>FS</i>	
2	21,8	10.340,4	0,2
3	0,4	1,3*	90,0
4	0,2	35,2	3,5
5	12,0	1.099,2	3,4
6	11,0	75,1	88,4
7	0,1	124,3	0,2

Fonte: Autor (2014).

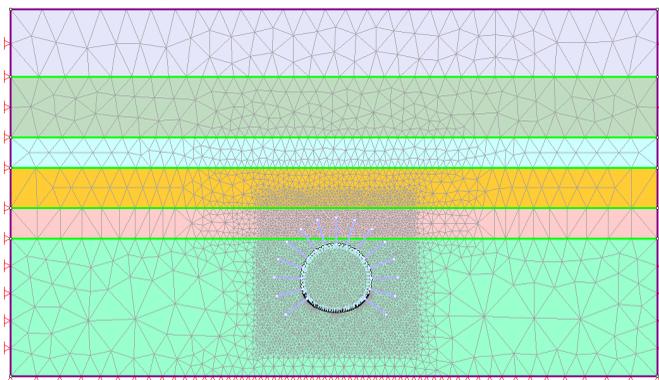
*Fator de segurança considerando o uso de tirantes

6. ANÁLISE NUMÉRICA

6.1 TÚNEL DE LIGAÇÃO E TÚNEL DE VIA

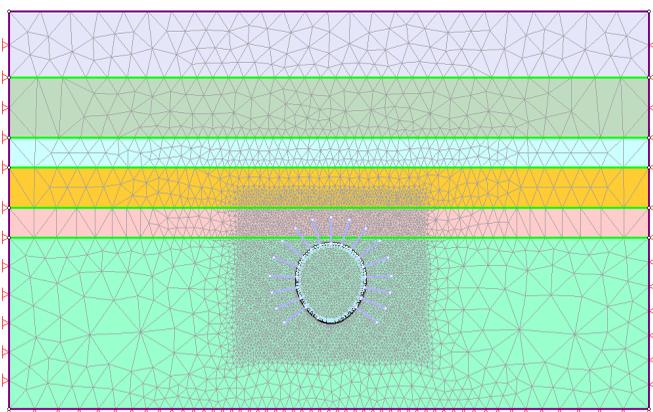
Realizada a análise cinética dos blocos resta a análise numérica a partir de MEF com a ferramenta *Phase2* da *Rocscience*. A seguir são apresentados os modelos do TL e TV na Figura 6.1 e Figura 6.2, respectivamente. Neles está contida a horizontalização das camadas, definição das propriedades dos materiais e a malha de elementos finitos.

Figura 6.1 MEF para o TL.



Fonte: Autor (2014).

Figura 6.2 MEF para o TV.

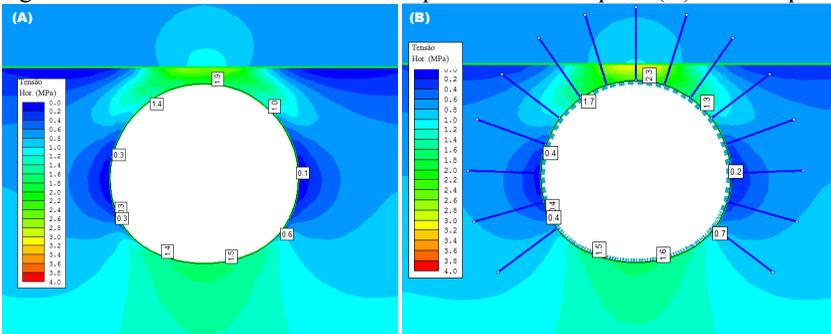


Fonte: Autor (2014).

É percebido nas Figuras 6.1 e 6.2 que a malha apresenta-se mais densa no entorno da seção do túnel. Isso foi realizado de maneira a obter melhores resultados e só foi feito no entorno do túnel por é a área em que se tem mais interesse.

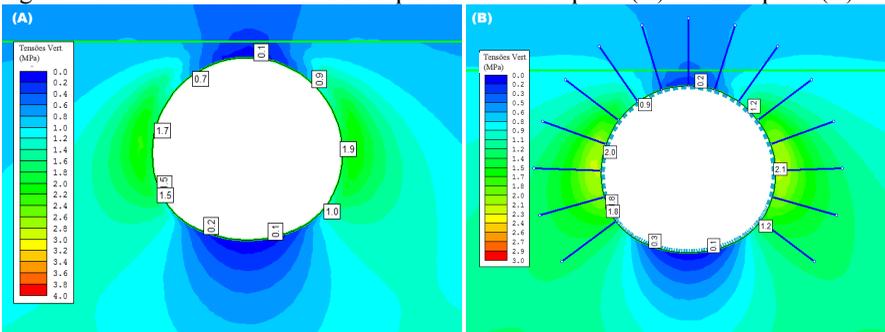
Definidos os modelos deve-se computá-los de maneira a obter a análise numérica. Quando isso é realizado, o *Phase2* entra em um modo de interpretação de resultados. Nele pode-se configura o resultado que se deseja visualizar. A Figura 6.3 e Figura 6.4 apresentam o resultado do modelo para as tensões horizontais e verticais atuantes no TL, respectivamente. Da mesma maneira encontram-se, para o TV, a Figura 6.5 e Figura 6.6.

Figura 6.3 Análise de tensões horizontais para o TL sem suporte (A) e com suporte (B).



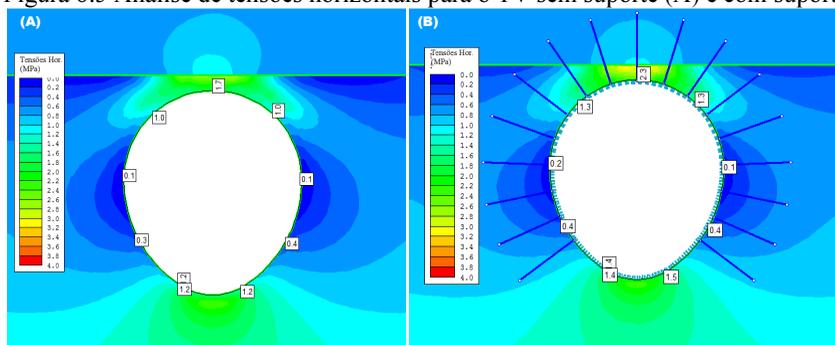
Fonte: Autor (2014).

Figura 6.4 Análise de tensões verticais para o TL sem suporte (A) e com suporte (B).



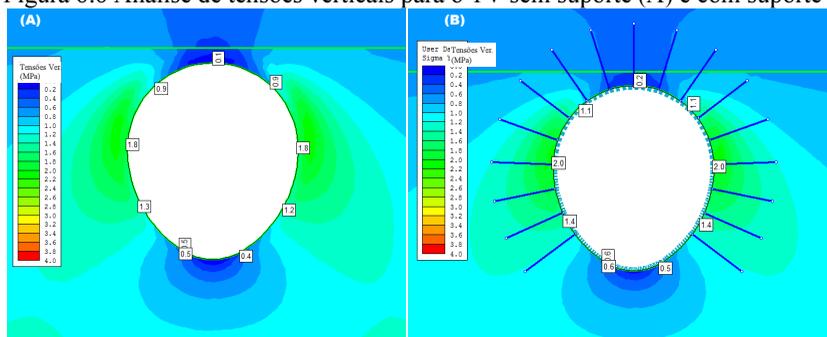
Fonte: Autor (2014).

Figura 6.5 Análise de tensões horizontais para o TV sem suporte (A) e com suporte (B).



Fonte: Autor (2014).

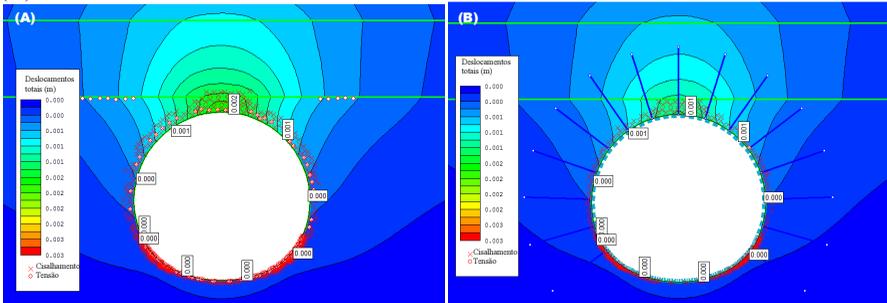
Figura 6.6 Análise de tensões verticais para o TV sem suporte (A) e com suporte (B).



Fonte: Autor (2014).

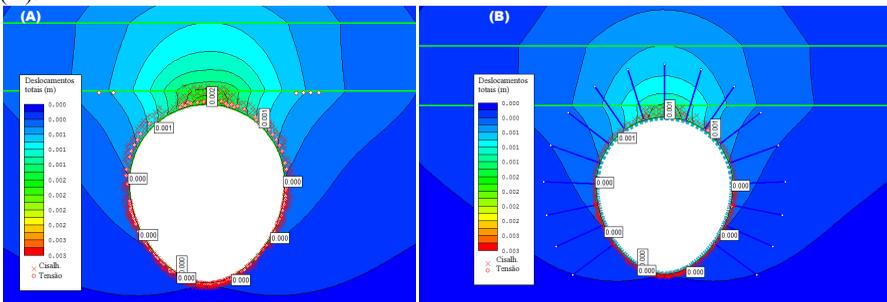
Constata-se com base nas figuras prévias que as tensões no entorno das escavações aumentam com a colocação do suporte. Este fato ocorre, pois a instalação deste impede os deslocamentos do maciço e o conseqüente alívio de tensões. Como essas não são aliviadas, as tensões se concentram e, portanto apresentam-se mais elevadas. É notado também que não há grandes diferenças entre o modelo com e sem suporte. Isto pode estar ligado à elevada resistência do maciço, já que a camada na qual os tuneis se encontram apresenta elevada rigidez. Assim, percebe-se que a escavação causa pouca influência e que o maciço comporta-se de maneira autoportante. Dentre, os resultados mais importantes para essa análise estão os deslocamentos totais no entorno dos tuneis. Esses são vistos na Figura 6.7 e Figura 6.8, para o TL e TV respectivamente. Nessas figuras, os deslocamentos também foram avaliados para a situação com e sem suporte como pode ser visto a seguir.

Figura 6.7 Análise de deslocamentos totais para o TL sem suporte (A) e com suporte (B).



Fonte: Autor (2014).

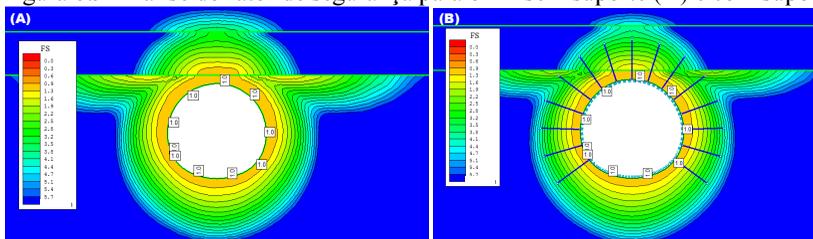
Figura 6.8 Análise de deslocamentos totais para o TV sem suporte (A) e com suporte (B).



Fonte: Autor (2014).

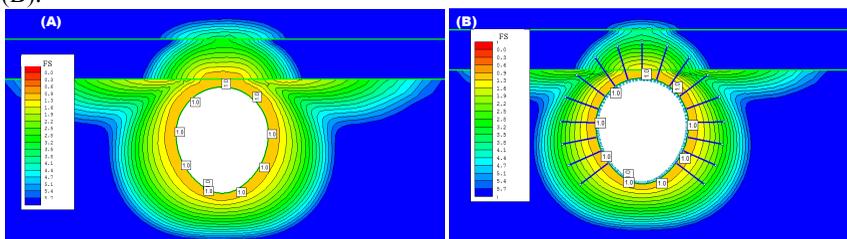
Ao examinar as figuras anteriores pode-se chegar à conclusão similar a obtida na análise das tensões horizontais e verticais. Essa consiste na qualidade autoportante da rocha onde os túneis estão localizados. Observa-se que os deslocamentos totais no entorno da escavação são inexistentes ou mínimos, atingindo a grandeza de poucos milímetros com e sem suporte. Este último fato sugere que o pré-dimensionamento realizado através do sistema Q de Barton, forneça sistemas de suporte superdimensionados. Além dos deslocamentos totais também são vistos os pontos onde ocorreram plastificação por tensão e cisalhamento. Pode-se perceber que os suportes utilizados reduzem drasticamente o número de pontos plastificados por tensão, enquanto que os de cisalhamento reduziram limitadamente. A análise seguinte consiste no fator de segurança na seção de escavação do túnel. Essa está presente na Figura 6.9 e Figura 6. 10 , para o TL e TV respectivamente.

Figura 6.9 Análise do fator de segurança para o TL sem suporte (A) e com suporte (B).



Fonte: Autor (2014).

Figura 6. 10 Análise do fator de segurança para o TV sem suporte (A) e com suporte (B).



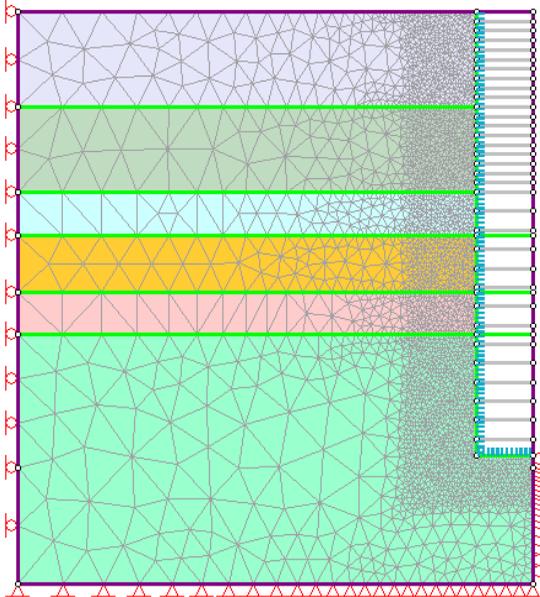
Fonte: Autor (2014).

Conforme a análise das figuras acima nota-se que o fator de segurança na parede da escavação não varia. Isso atesta o que foi apresentado antes em relação ao superdimensionamento das estruturas de suporte. Portanto, levando em conta a análise numérica com o *Phase2*, pode-se dizer que a estrutura foi superdimensionada. A maior diferença no modelo sem suporte e com suporte é, que no último, as regiões próximas da escavação apresentam um leve aumento no fator de segurança – mesmo assim não justificando a utilização desta configuração de suporte.

6.2 POÇO DE VENTILAÇÃO E SAÍDA DE EMERGÊNCIA

Definido o sistema de suporte e realizada a análise deste em relação ao deslizamento de bloco deve-se, conforme o método, analisar numericamente o poço VSE. A Figura 6.11 apresentada o modelo do VSE construído no *Phase2* para tal análise.

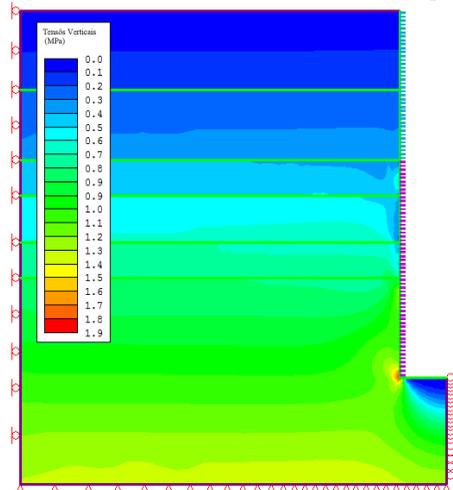
Figura 6.11 MEF para poço de VSE.



Fonte: Autor (2014).

Nota-se, da mesma maneira que no modelo dos túneis, que a malha é mais densa na região próxima ao poço. Como dito anteriormente isto foi realizado a fim de obter um resultado mais preciso para o modelo. Para o poço foi utilizado um modelo axissimétrico o eixo de simetria na mesma posição que o eixo vertical do poço. Abaixo se encontra a Figura 6.12 que contém o resultado da análise para tensões verticais.

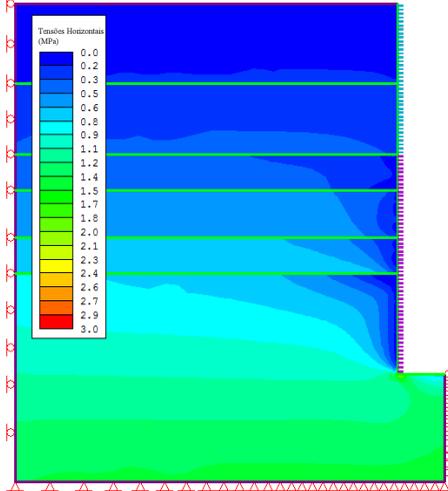
Figura 6.12 Tensões verticais atuantes no poço VSE.



Fonte: Autor (2014).

Verifica-se na Figura 6.12 que, como era de se esperar, as tensões verticais aumentam com a profundidade. Esse aumento está ligado ao peso das camadas. Também, é constatado que há um acúmulo de tensões na parte inferior do poço, isso ocorre devido à configuração geométrica do poço e a criação dessa aresta- que tende a concentrar tensão. Já no fundo do poço é visto um alívio das tensões. A Figura 6.13 ilustra as tensões horizontais atuantes no poço VSE.

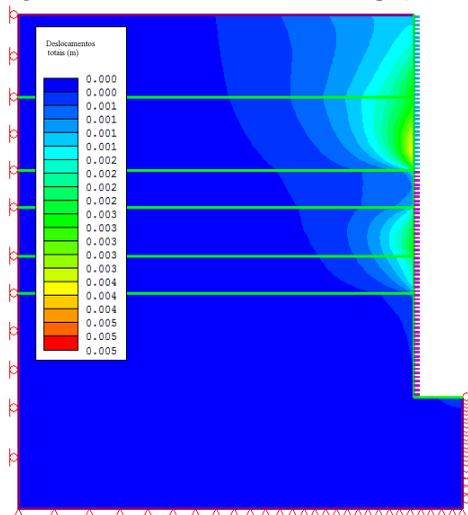
Figura 6.13 Tensões horizontais atuantes no poço VSE.



Fonte: Autor (2014).

Da mesma maneira que as tensões verticais, as tensões horizontais aumentam com a profundidade e se concentram na aresta formada entre a parede do poço e o fundo do mesmo. A Figura 6.14 exhibe os deslocamentos totais no poço VSE.

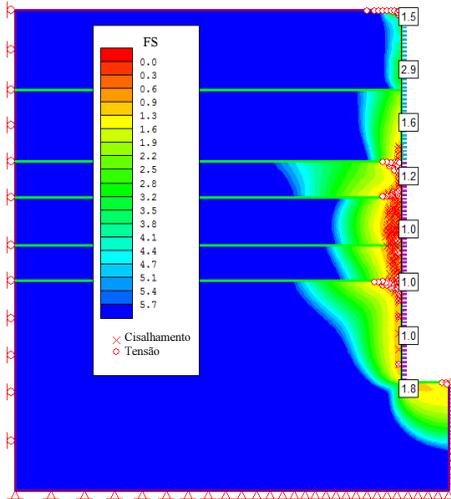
Figura 6.14 Deslocamentos totais no poço VSE.



Fonte: Autor (2014).

A partir da Figura 6.14 percebe-se que os deslocamentos no poço são muito baixos. Esse fato só foi possível devido ao sistema de suporte já que o modelo para o poço sem esse sistema não convergiu, ou seja, não apresentou resultados coerentes. Nota-se que os maiores deslocamentos ocorrem nas camadas de solo e nas camadas de rocha menos resistente. Da mesma forma que o que foi visto no resultado da análise dos tuneis a rocha mais profundo, na qual esses estão inseridos, apresenta-se com elevada resistência. A Figura 6.13 que expõe o fator de segurança e os pontos de plastificação por tensão e cisalhamento.

Figura 6.15 Fator de segurança no entorno do poço VSE



Fonte: Autor (2014).

É notado que o fator de segurança, maior que 1, é atingido em todos os pontos, portanto a parede do poço nessa configuração permanecerá estável. Também, é constatado que o fator de segurança é mais elevado para as camadas iniciais solo e menor para as de rocha. Uma possível explicação para tal é a menor carga na qual está sujeito o solo no topo do poço. Nas camadas subsequentes de rocha há muitos pontos de plastificação por cisalhamento e tensão, esses se concentram na quarta e quinta camada onde a rocha tem menor resistência.

7 CONCLUSÃO

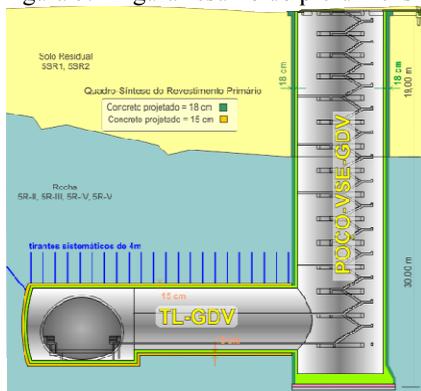
7.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Pode-se inferir que os objetivos propostos por este trabalho foram alcançados. Quanto ao dimensionamento das estruturas de suporte foi necessário o uso de ferramenta teórica, método de empuxo de Rankine, e empírica, sistema Q de Barton. Também, como explicitado no método, utilizou-se o programa *Unwedge* para verificar cinematicamente a estabilidade dos blocos formados entre a escavação e as descontinuidades do maciço durante a execução. E, ao final do estudo realizou-se a análise numérica dos sistemas propostos com a ferramenta computacional *Phase2*.

Foi verificada a estabilidade de todas as estruturas, validando os sistemas de dimensionamento quanto as suas estruturas propostas. Porém, atenta-se aos resultados obtidos para o dimensionamento das estruturas de suporte do sistema Q de Barton. A configuração desses apresentou-se, conforme resultados da avaliação numérica, superdimensionada. As estruturas de suporte contribuíram discretamente para o aumento de segurança da escavação. Porém, deve-se apontar que essa análise não contemplou a formação e possibilidade de queda desses blocos durante a escavação. Quando essa análise foi realizada a estruturas de suporte tiveram considerável efeito na segurança contra a queda de blocos. Assim, conforme Gurocak, Solanki e Zaman (2007), a combinação de diversas ferramentas no projeto de estruturas subterrâneas é essencial para a validação do mesmo.

Finalmente, apresenta-se a Figura 7.1 que resume o pré-dimensionamento das estruturas auxiliares de suporte para o poço VSE, TL e TV.

Figura 7.1 Figura-resumo do pré-dimensionamento do poço VSE, TL e TV.



Fonte: Elaborada pelo Autor.

7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Ao final de todo estudo pode-se conjecturar novos objetivos que não foram vislumbrados previamente. Neste trabalho não foi diferente, portanto sugerem-se os seguintes:

- Utilização de um MEF que contemple as descontinuidades de rocha e formação de blocos nas escavações de túneis;
- Avaliação de outros métodos de dimensionamento de estruturas auxiliares de túneis que não produzam resultados superdimensionados;
- Otimização dos sistemas de suporte definidos através de análises numéricas;
- Verificação das estruturas através de um MEF tridimensional.

REFERÊNCIAS

- AKGÜN, H.; MURATL, S.; KOÇKAR, M. K. Geotechnical investigations and preliminary support design for the Geçilmez tunnel: A case study along the Black Sea coastal highway, Giresun, northern Turkey. **Tunnelling And Underground Space Technology**, v. 40, p.277-299, out. 2013.
- BARTON, N R; LIEN, R; LUNDE, J. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. **Rock Mechanics**, v. 6, n. 4, p.189-239, 1974.
- BARTON, N et al. Application of the Q-system in design decisions. **Subsurface Space**, New York, v. 2, p.553-561, 1980.
- BASARIR, H.. Engineering geological studies and tunnel support design at Sulakyurt dam site, Turkey. **Engineering Geology**, v. 86, p.225-237, 2006.
- BIENIAWSKI Z. T., **Rock Mechanics Design in Mining and Tunnelling**. Rotterdam: Balkema, 1984.
- BIENIAWSKI, Z.T. **Engineering rock mass classifications**. New York: Wiley, 1989.
- POPOV, Egor P. **Introdução a mecânica dos sólidos**. 7. ed. São Paulo: Blucher, 2008.
- FU, G. Y.; MA, G.W. Extended key block analysis for support design of blocky rock mass. **Tunnelling And Underground Space Technology**, v. 41, p.1-13, 2013.
- GOODMAN, R. E.; SHI, Gen-hua. **Block Theory and Its Application to Rock Engineering**. Berkeley: Prentice-hall, 1985.
- GONZA LEZ-PALACIO, C. et al. Identification of non-pyramidal key blocks in jointed rock masses for tunnel excavation. **Computers And Geotechnics**, v. 32, p.179-200, 2005.
- GUROCAK, Z.; SOLANKI, P.; ZAMAN, M. M.. Empirical and numerical analyses of support requirements for a diversion tunnel at the Boztepe dam site, eastern Turkey. **Engineering Geology**, v. 1, n. 91, p.194-208, 2007.
- HACHICH, Waldemar et al (Ed.). **Fundações: Teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.
- HOEK, E. **Practical Rock Engineering**. Toronto, 2007.

JINWEI, Chi et al. Numerical Simulation of the Effect of Structural Stress Field on Stability of Surrounding Rock in Coal Seam Roadway. **Procedia Engineering**, v. 26, p.1385-1390, 2011.

LIU, J.; LI, Z.; ZHANG, Z. Stability analysis of block in the surrounding rock mass of a large underground excavation. **Tunnelling And Underground Space Technology**, v. 19, p.35-44, 2002.

MENÉNDEZ-DÍAZ, A. et al. Analysis of tetrahedral and pentahedral key blocks in underground excavations. **Computers And Geotechnics**, v. 36, p.1009-1023, 2009.

NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto: Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

OZTURK, C.A. Support design of underground openings in an asphaltite mine C.A. **Tunnelling And Underground Space Technology**, v. 38, p.288-305, 2013.

PANDA, M. K. et al. Engineering geological and geotechnical investigations along the head race tunnel in Teesta Stage-III hydroelectric project, India. **Engineering Geology**, v. 181, p.297-308, 2014.

RASOULI, M.. Engineering geological studies of the diversion tunnel, focusing on stabilization analysis and support design, Iran. **Engineering Geology**, v. 108, p.208-224, 2009.

ROCSIENCE. **Underground Wedge Stability Analysis**. 2014. Disponível em: <<https://www.rocsience.com/products/10/Unwedge>>. Acesso em: 18 out. 2014.

SOPACI, E.; AKGÜN, H. Engineering geological investigations and the preliminary support design for the proposed Ordu Peripheral Highway Tunnel, Ordu, Turkey. **Engineering Geology**, v. 96, p.43-61, 2008.