WILLIAM HIDEKI ITO

**CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DE INSTABILIDADE EM TÚNEIS NÃO
REVESTIDOS DA ESTRADA DE FERRO VITÓRIA-MINAS ATRAVÉS DA TEORIA
DOS BLOCOS-CHAVE E CARACTERIZAÇÃO DA ROCHA ATRAVÉS DE
ENSAIOS LABORATORIAIS E DE CAMPO**

São Paulo

2016

WILLIAM HIDEKI ITO

**CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DE INSTABILIDADE EM TÚNEIS NÃO
REVESTIDOS DA ESTRADA DE FERRO VITÓRIA-MINAS ATRAVÉS
DA TEORIA DOS BLOCOS-CHAVE E CARACTERIZAÇÃO DA
ROCHA ATRAVÉS DE ENSAIOS LABORATORIAIS E DE CAMPO**

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da
Universidade de São Paulo para obtenção do
título de Mestre em Engenharia

Área de concentração:
Engenharia Geotécnica

Orientador: Prof. Marcos Massao Futai

São Paulo

2016

Este exemplar foi revisado e corrigido em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, _____ de _____ de _____

Assinatura do autor: _____

Assinatura do orientador: _____

Catálogo-na-publicação

Ito, William Hideki

CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DE INSTABILIDADE EM TÚNEIS NÃO REVESTIDOS DA ESTRADA DE FERRO VITÓRIA-MINAS ATRAVÉS DA TEORIA DOS BLOCOS-CHAVE E CARACTERIZAÇÃO DA ROCHA ATRAVÉS DE ENSAIOS LABORATORIAIS E DE CAMPO / W. H. Ito – versão corr. – São Paulo, 2016.

175 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

1.Ensaio em rocha 2.Esclerometria 3.Teoria dos Blocos-Chave
I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica II.t.

Dedico este trabalho aos meus pais

Eng^o Reinaldo Tadayoshi Ito (*in memoriam*) e Eng^a Maria Keiko Ito

AGRADECIMENTOS

Agradeço
a Deus por tudo.

Aos meus pais pelo esforço, sacrifício e dedicação para ajudar em minha formação pessoal e profissional.

Ao meu irmão, Eng^o Douglas Kim Ito, pelo incentivo aos desafios.

Ao Doutor José Piovesan pelo companheirismo e apoio à família durante os períodos difíceis.

A Eng^a Talita Scussiato pelo auxílio, compreensão e companheirismo durante os anos do mestrado.

Ao Prof. Marcos Massao Futai pela orientação e ensinamentos passados durante este trabalho e ao longo de toda graduação.

Aos professores da Graduação de Engenharia Civil e Pós-Graduação em Geotecnia da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo pela dedicação.

Aos funcionários do Laboratório de Mecânica das rochas da Escola de Engenharia de São Carlos e ao Prof. Antônio Airton Bortolucci pelo auxílio e paciência durante os ensaios realizados para este trabalho.

Aos técnicos do Laboratório de Mecânica dos Solos Joaquim da Costa Junior e Antônio Carlos Heitzmann pelos ensinamentos e companheirismos desde a época da Graduação.

A Silvia Suzuki pelos conselhos, compreensão e suporte necessário para conclusão deste trabalho.

Aos Geólogos Renato Villas Boas Pereira e João Paulo Monticeli pelo auxílio com a interpretação das estruturas geológicas.

Ao meu amigo e colega Pedro Cacciari pelo apoio nos trabalhos de campo.

Aos *Petroleiros* Jorge Luiz Pascotto da Costa Filho e Vinicius Carvalho Peixoto pela compreensão e apoio durante a fase final deste trabalho.

Ao Eng^o Sergio Ludemann pelo incentivo para o início do Mestrado e pelos ensinamentos aplicados de Geotecnia durante o início da minha carreira.

À Geóloga Luciane Kuzmickas pelo apoio nas etapas finais do trabalho.

A VALE, em nome do Eng^o Fernando Sgavioli Ribeiro e Eng^o Anderson Fonseca, pelos apoios financeiros e logísticos fundamentais para realização do Projeto TUNELCON.

O apoio financeiro concedido pela CAPES e VALE.

A todas as pessoas que contribuíram direta ou indiretamente para a realização deste trabalho.

"... diante de DEUS todos somos igualmente sábios e igualmente tolos ..."

A. Einstein

RESUMO

No país existem inúmeras estruturas e obras civis que estão em operação a dezenas de anos e necessitam de monitoramento periódico devido a sua importância. Por este motivo, a dissertação apresenta um caso de um túnel antigo com problema de queda de bloco e visa instigar novas pesquisas e aumentar o conhecimento sobre o tema. Foram realizadas inspeções em campo em alguns túneis não revestidos da Estrada de Ferro Vitória-Minas (EFVM), bem como os ensaios em laboratório e *in situ* realizados nas amostras e no maciço rochoso para caracterizar o problema. Para o estudo foi escolhido o túnel Monte Seco Linha 1 e Linha 2 nos quais foram realizadas sondagens rotativas inclinadas e orientadas próximas ao eixo para investigação dos planos de descontinuidade. Os conceitos da Teoria dos Blocos-Chave foram aplicados às famílias de descontinuidades encontradas nos Túneis Monte Seco L1 e L2 para identificar os possíveis blocos instáveis formados pelas escavações. Para obtenção dos parâmetros geotécnicos de resistência e deformabilidade foram realizados ensaios de compressão uniaxial instrumentados com strain gages. A resistência a tração foi obtida através de Ensaio de Compressão Diametral (ECD). No ensaio de campo foi utilizado o Martelo de Schmidt para avaliação da rocha *in situ*. Através da análise dos dados foi possível distinguir setores cuja ocorrência de queda de blocos são maiores e a classe do maciço rochoso de acordo com a proposta de Bieniawski.

Palavras-Chave: (Esclerometria. Ensaio em Rocha. Teoria dos Blocos-Chave.)

ABSTRACT

In the country there are numerous structures and civil works that are in operation for tens of years and require periodic monitoring due to its importance. For this reason, the dissertation presents a case of an old tunnel with block fall problem and aims to instigate new research and increase knowledge on the subject. Inspections were carried out in the field in some tunnels uncovered of the Railroad Vitória-Minas (EFVM) and testing in the laboratory and in situ carried out on the samples and the rock mass to characterize the problem. To study the tunnel Monte Seco Line 1 and Line 2 of which were held rotary polls inclined and oriented close to the axis to investigate the discontinuation plans was chosen. The concepts of the Key Block Theory were applied to the families of discontinuities found in Tunnels Monte Seco L1 and L2 to identify potential unstable blocks formed by the excavations. To obtain the geotechnical parameters of strength and deformability were performed uniaxial compression tests instrumented with strain gages. The tensile strength was obtained by diametral compression test (ECD). A field test was used to evaluate Schmidt hammer rock in situ. Through the analysis of the data was possible to distinguish sectors whose occurrence of falling blocks are larger and the rock mass class in accordance with the proposal of Bieniawski.

Keywords: Engineering. Civil engineering. Teaching and learn

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1.1 – Estrutura geral do Projeto TUNELCON.....	23
Figura 2.1– Modelo teórico de tensão hidrostática x def. volumétrica.....	29
Figura 2.2 - Curva tensão hidrostática x def. volumétrica de um arenito <i>Penrith</i>	29
Figura 2.3 – Deformação em função do aumento da tensão desviadora, mantendo constante a tensão hidrostática (GOODMAN, 1989).....	31
Figura 2.4 – Ensaio de compressão uniaxial em gnaiss.....	31
Figura 2.5 – Diagrama idealizado de maciços rochosos (HOEK e BROWN, 1997)	27
Figura 2.6 – Ensaio de compressão uniaxial instrumentado.....	32
Figura 2.7 – Exemplo de falha por esmagamento (compressão uniaxial)	33
Figura 2.8 – Ensaio Brasileiro (ISRM, 1978).....	34
Figura 2.9 – Resultados encontrados por Tavallali e Vervoort (2010).....	35
Figura 2.10 – Ensaio de determinação do ângulo de atrito básico	38
Figura 2.11 - Martelo de Schmidt (PROCEQ, 1977)	39
Figura 2.12 - Índice de qualidade do teto x RN (KIDYBINSKI, 1968).....	41
Figura 2.13 – Envoltória de resistência de Mohr-Coulomb..... Erro! Indicador não definido.	
Figura 2.14 – Perfis de rugosidade (BARTON e CHOUBEY, 1977).....	37
Figura 2.15 – Arqueamento de tensões no solo (TERZAGHI, 1946)	44
Figura 2.16 - Metodologia utilizada no RQD. (DEERE e DEERE, 1989).....	46
Figura 2.17 – Requisitos de suporte (WICKHAM et al, 1972).....	49
Figura 2.18 – Relação entre a Classificação RMR e <i>stand up time</i> para casos reais.....	56
Figura 2.19 – Blocos instáveis em: (a) um arco; (b) um túnel; (c) um talude; (d) e (e) fundação de barragem (GOODMAN e SHI, 1985)	60
Figura 2.20 – Representação da projeção estereográfica no hemisfério superior.....	61
Figura 2.21 – Classificação dos blocos instáveis (GOODMAN e SHI, 1985)	62
Figura 2.22 – Exemplo do Teorema da Finitude em 2 dimensões	64
Figura 3.1 - Estrada de Ferro Vitória-Minas (ANTT, 2013)	66
Figura 3.2 – Localização da área.....	67
Figura 3.3 – Fotografias e imagem de satélite do local	67
Figura 3.4 – Mapa geológico da área (Leite et al, 2004).....	68
Figura 3.5 – Litotipos encontrados nos Túneis Monte Seco L1 e L2.....	70

Figura 3.6 – Influência das descontinuidades nas escavações	70
Figura 3.7 – Famílias de descontinuidades presentes no Túnel Monte Seco L1	71
Figura 3.8 – Famílias de descontinuidades presentes no Túnel Monte Seco L2	72
Figura 3.9 – Identificação em planta das seções geológicas distintas identificadas na inspeção	73
Figura 3.10 - Seções geológicas distintas identificadas na inspeção	74
Figura 3.11 – Levantamento topográfico e localização das sondagens	77
Figura 3.12 – Sondagem SR-01	78
Figura 3.13 – Sondagem SR-02	79
Figura 3.14 – Sondagem SR-03	79
Figura 3.15 – Comprimento da manobra e equipamento utilizado	79
Figura 3.16 – Procedimento de orientação dos furos de sondagens	80
Figura 3.17 – Testemunhos da sondagem SR-01	81
Figura 3.18 – Testemunhos da sondagem SR-02	82
Figura 3.19 – Testemunhos da sondagem SR-03	83
Figura 3.20 – Projeções estereográficas das estruturas identificadas nos testemunhos de sondagem. a) SR01 b) SR-02 c) SR-03.	85
Figura 3.21 – Detalhamento da área investigada	86
Figura 3.22 – Perfis geológicos obtidos	87
Figura 3.23 – Caminhamento elétrico com arranjo dipolo-dipolo (GALLAS, 2000)	88
Figura 3.24 – Mapa topográfico do trecho inicial do túnel Monte Seco com as linhas (1 a 8) representando as seções geofísicas	89
Figura 3.25 – Comparação entre a seção interpretada pelas sondagens (A-A) e a seção geoeletrica da linha 1 (CACCIARI, 2014).	90
Figura 3.26 – Seções geoeletricas das linhas 2 a 5.	91
Figura 3.27 – Perfis obtidos através da sondagem geofísica (PEREIRA, 2013)	92
Figura 4.1 – Abatimento de bloco instável no Túnel Naque	96
Figura 4.2 – Blocos formados na Linha 1	98
Figura 4.3 – Blocos formados na Linha 2	99
Figura 4.4 – Bloco-chave definido pelas descontinuidades	100
Figura 5.1 – Amostras utilizadas nos ensaios laboratoriais	102
Figura 5.2 – Extração de amostras dos blocos abatidos	102
Figura 5.3 – Tipos de Ensaios de Compressão Uniaxial realizados	103

Figura 5.4 – Principais modos de falha das amostras.....	105
Figura 5.5 – Fraturas e alterações nas amostras ensaiadas	108
Figura 5.6 – Resultado dos Ensaios de Compressão Simples	109
Figura 5.7 – Variação da resistência em função do ângulo com a foliação	109
Figura 5.8 – Marcações nos mordentes e definição dos planos de sollicitação	110
Figura 5.9 – Discos do Ensaio de Compressão Diametral.....	111
Figura 5.10 – Resultado dos ensaios à tração	111
Figura 5.11 – Majoração das microfissuras paralelas ao plano de foliação	112
Figura 5.12 – Amostras utilizadas no Tilt Test.....	113
Figura 5.13 – Tilt Test.....	114
Figura 5.14 – Perfil de Rugosidade médio das discontinuidades.....	114
Figura 5.15 - Martelo de Schmidt e Processador Digital	115
Figura 5.16 – Aferição do equipamento	116
Figura 5.17 - Ensaio esclerométrico in situ.....	117
Figura 5.18 – Distribuição do RN ao longo da escavação L1	118
Figura 5.19 – Histograma de leituras do RN	118
Figura 6.1 – Croquis de cadastramento de chocos abatidos.....	123
Figura 6.2 – Quantidade de chocos abatidos a cada trecho de 7 m.....	124
Figura C.0.1 – Ensaio de Compressão Uniaxial (CP 1 / 90°).....	157
Figura C.0.2 – Ensaio de Compressão Uniaxial (CP 2 / 90°).....	157
Figura C.0.3 – Ensaio de Compressão Uniaxial (CP 3 / 90°).....	158
Figura C.0.4 – Ensaio de Compressão Uniaxial (CP 4 / 90°).....	158
Figura C.0.5 – Ensaio de Compressão Uniaxial (CP 5 / 90°).....	158
Figura C.0.6 – Ensaio de Compressão Uniaxial (CP 6 / 90°).....	159
Figura C.0.7 – Ensaio de Compressão Uniaxial (CP 1 / 0°)	159
Figura C.0.8 – Ensaio de Compressão Uniaxial (CP 2 / 0°).....	159
Figura C.0.9 – Ensaio de Compressão Uniaxial (CP 3 / 0°)	160
Figura C.0.10 – Ensaio de Compressão Uniaxial (CP 1 / 35°).....	160
Figura C.0.11 – Ensaio de Compressão Uniaxial (CP 2 / 35°).....	160
Figura C.0.12 – Ensaio de Compressão Uniaxial (CP 3 / 35°).....	161
Figura C.0.13 – Ensaio de Compressão Uniaxial (CP 4 / 35°).....	161
Figura C.0.14 – Ensaio de Compressão Uniaxial (CP 1 / Pegmatito).....	161
Figura C.0.15 – Ensaio de Compressão Uniaxial (CP 2 / Pegmatito).....	162

Figura C.0.16 – Ensaio de Compressão Uniaxial (CP 3 / Pegmatito).....	162
Figura C.0.17 – Tensão x Deformação (CP 1 – 90°)	163
Figura C.0.18 – Tensão x Deformação (CP 3 – 90°)	163
Figura C.0.19 – Tensão x Deformação (CP 1 – 0°).....	164
Figura C.0.20 – Tensão x Deformação (CP 2 – 35°)	164
Figura C.0.21 – Tensão x Deformação (CP 2 – Pegmatito).....	165
Figura C.0.22 – Tensão x Deformação (CP 3 – Pegmatito).....	165
Figura D.0.1 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 1 / 0°).....	166
Figura D.0.2 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 2 / 0°).....	166
Figura D.0.3 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 3 / 0°).....	167
Figura D.0.4 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 4 / 0°).....	167
Figura D.0.5 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 5 / 0°).....	167
Figura D. 0.6 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 1 / 30°)	168
Figura D.0.7 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 2 / 30°).....	168
Figura D.0.8 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 3 / 30°).....	168
Figura D.0.9 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 4 / 30°).....	169
Figura D.0.10 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 5 / 30°)	169
Figura D.0.11 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 1 / 45°)	169
Figura D.0.12 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 2 / 45°)	170
Figura D.0.13 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 3 / 45°)	170
Figura D.0.14 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 4 / 45°)	170
Figura D.0.15 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 5 / 45°)	171
Figura D.0.16 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 1 / 60°)	171
Figura D.0.17 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 2 / 60°)	171
Figura D.0.18 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 3 / 60°)	172
Figura D.0.19 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 4 / 60°)	172
Figura D.0.20 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 5 / 60°)	172
Figura D.0.21 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 1 / 90°)	173
Figura D.0.22 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 2 / 90°)	173
Figura D.0.23 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 3 / 90°)	173
Figura D.0.24 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 4 / 90°)	174
Figura D.0.25 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 5 / 90°)	174
Figura D.0.26 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 1 / P)	174

Figura D.0.27 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 2 / P)	175
Figura D.0.28 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 3 / P)	175
Figura D.0.29 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 4 / P)	175

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Índice de qualidade do teto de escavações (KIDIBYNSKI, 1968)	41
Tabela 2.2 – Esforço aplicado no teto do suporte variando com a condição da rocha.	45
Tabela 2.3 - Índice de Qualidade da Rocha (DEERE e DEERE, 1989).....	46
Tabela 2.4 – Parâmetro A (WICKHAM et al, 1972).....	48
Tabela 2.5 - Parâmetro B (WICKHAM et al, 1972).....	48
Tabela 2.6 – Parâmetro C (WICKHAM et al, 1972)	49
Tabela 2.7 – Sistema RMR.....	53
Tabela 2.8 – Influência das descontinuidades no tipo de obra.....	54
Tabela 2.9 – Agrupamento dos maciços rochosos de acordo com a nota RMR	54
Tabela 2.10 – Diretrizes para projeto em maciços rochosos.....	54
Tabela 2.11 – Diretrizes para escolha do tipo de suporte (RMR).....	55
Tabela 2.12 – Parâmetro RQD	57
Tabela 2.13 – Parâmetro Jn.....	58
Tabela 2.14 – Parâmetro Jr.....	58
Tabela 2.15 – Parâmetro Ja.....	58
Tabela 2.16 – Parâmetro Jw	59
Tabela 2.17 – Parâmetro SRF.....	59
Tabela 3.1 – Comprimento das sondagens executadas	84
Tabela 3.2 – Índice de qualidade da rocha da sondagem SR-01 (Deere e Deere, 1989)	84
Tabela 3.3 – Índice de qualidade da rocha da sondagem SR-02 (Deere e Deere, 1989)	84
Tabela 3.4 – Índice de qualidade da rocha da sondagem SR-03 (Deere e Deere, 1989)	85
Tabela 4.1 – Planos no Túnel Monte Seco L1	97
Tabela 4.2 – Planos no Túnel Monte Seco L2	98
Tabela 5.1 – Tabela-resumo dos ensaios de compressão simples.....	107
Tabela 5.2 – Correlação entre resistência e ensaio esclerométrico	119
Tabela 6.1 – Classificação RMR dos Setores A, B e C	122

LISTA DE ABREVIATURA E SIGLAS

α	ângulo de deslizamento entre superfícies
ϕ_r	ângulo de atrito residual
σ_{no}	tensão normal
ν	coeficiente de Poisson
τ	tensão cisalhante
$\tau_{crít}$	tensão cisalhante crítica
ϕ'	ângulo de atrito
σ_n	tensão normal efetiva
σ_{ci}	resistência à compressão da rocha intacta
c_i	coesão
CF	<i>Central Failure</i>
D	diâmetro do corpo-de-prova
E	módulo de elasticidade
ECD	Ensaio de compressão diametral
ECU	Ensaio de compressão uniaxial
EFVM	Estrada de Ferro Vitória-Minas
H	altura do corpo-de-prova
Ja	parâmetro correlacionado ao estado de alteração da fratura
JCS	<i>Joint Wall Compressive Strength</i> (resistência à compressão da parede da junta)
JRC	<i>Joint Roughness Coefficient</i> (coeficiente de rugosidade da junta)
Jn	parâmetro correlacionado ao número de famílias de fraturas
Jr	parâmetro correlacionado à rugosidade das fraturas
Jw	parâmetro correlacionado à infiltração pelas fraturas
L	<i>Lower</i>

L1	Linha 1 do Túnel Monte Seco
L2	Linha 2 do Túnel Monte Seco
PB	Pirâmide de bloco
LA	<i>Laver Activation</i>
PJ	Pirâmide de juntas
RMR	Rock Mass Rating System
RN	Rebound Number
RQD	Rock Quality Designation
RSR	Rock Structure Rating
SH	Schmidt Hammer
SRF	<i>Stress Reduction Fator</i> (parâmetro correlacionado ao estado de tensões do maciço)
TBM	<i>Tunnel Boring Machine</i>
TT	Tilt Test
U	<i>Upper</i>

SUMÁRIO

ABSTRACT	8
LISTA DE ILUSTRAÇÕES	9
LISTA DE ABREVIATURA E SIGLAS	15
1. Introdução	20
1.1. Objetivo	24
1.2. Justificativa	24
1.3. Estrutura do Trabalho	25
2. Revisão Bibliográfica	26
2.1. Comportamento Mecânico e Ensaios	26
2.1.1. Rocha Intacta	27
2.1.2. Descontinuidades	35
2.2. Métodos Empíricos de Projeto – Classificação Geomecânica	42
2.3.1. Modelo proposto por Terzaghi (1946)	43
2.3.2. Rock Quality Designation (RQD)	45
2.3.3. Rock Structure Rating (RSR)	47
2.3.4. Rock Mass Rating System (RMR)	50
2.3.5. Índice Q	56
2.3. Teoria dos Blocos-Chave	59
3. Apresentação da Área em Estudo	65

3.1.	Estrada de Ferro Vitória-Minas	65
3.2.	Apresentação dos Túneis Monte Seco Linha 1 e Linha 2	66
3.2.1.	Investigação Geotécnica	75
4.	Caracterização do Problema	93
4.1.	Inspeção e manutenção de túneis	93
4.2.	Mecanismo de instabilização nos Túneis Monte Seco L1 e L2	96
5.	Ensaio em Laboratório e In Situ	101
5.1.	Ensaio em Laboratório	101
5.1.1.	Ensaio de Compressão Simples com medida de deformações	103
5.1.2.	Ensaio de Compressão Diametral	110
5.1.3.	Avaliação do parâmetro JRC pelo Tilt Test	113
5.2.	Ensaio de Campo – Esclerometria	114
5.2.1.	Resultados de Campo	117
6.	Análises e Comentários	120
6.1.	Métodos Empíricos aplicados aos Túneis Monte Seco L1 e L2	120
6.2.	Setorização dos túneis	123
7.	Considerações Finais	125
	Sugestões para Trabalhos Futuros	126
	Referências Bibliográficas	127
	Anexo A – Metodologia Utilizada na Seleção dos Túneis da EFVM	136
A.1.	Túnel Sabará	137
A.2.	Túnel Drumond II	139

A.3. Túnel Engenheiro Guilman	141
A.4. Túnel Ana Matos	142
A.5. Túnel Naque	144
A.6. Túnel Colatina	146
A.7. Túnel Monte Seco	148
A.8. Avaliação	150
Anexo B – Boletins de Sondagem	153
Anexo C – Ensaios de Compressão Uniaxial	157
Anexo D – Ensaios de Compressão Diametral	166

1. INTRODUÇÃO

A área de escavações subterrâneas tem sido objeto de estudo da Engenharia há décadas, entretanto, o assunto ainda está longe de ser totalmente esgotado. Esta afirmação é reforçada devido à crescente demanda por este tipo de alternativa nos projetos atuais, seja na construção de novas obras ou no aumento da demanda daquelas já existentes, impulsionada pela crescente valorização dos espaços superficiais urbanos que resulta no aproveitamento subterrâneo ou por questões ambientais visando minimizar os impactos produzidos por obras de grande porte.

Neste sentido têm surgido novas linhas de pesquisas sobre evolução de métodos construtivos, influência da variação dos parâmetros geotécnicos no modelo de análise e outros, mas há relativamente poucos estudos sobre critérios de conservação e condições de durabilidade para escavações subterrâneas antigas.

A vida útil de estruturas civis pode variar de 50 anos até períodos superiores a 100, conforme normatizações inglesas e européias. Contudo, no Brasil, as normas ainda não especificam período mínimo para vida útil em projeto. Segundo Helene (1997), subentende-se que a ABNT estabelece o período em 50 anos.

A especificação de vida útil faz-se necessária tanto para garantir o retorno do investimento inicial da obra, assegurando estabilidade e condições de serviços sem exigências de manutenção ou reparo extras, como para fixar planos de manutenção corretiva necessárias às estruturas antigas que, segundo Silva Teles (2006), datam a partir da década de 1860 para túneis ferroviários.

No Brasil e no exterior existem casos de túneis revestidos e não revestidos que por algum motivo, seja por deterioração do maciço escavado, envelhecimento das estruturas de suporte, aumento da solicitação ou combinação de outros fatores, têm apresentado riscos à operacionalidade do sistema décadas após a construção.

Um exemplo do problema em estruturas antigas ocorre nos túneis ferroviários não revestidos, construído entre as décadas de 40 e 80, da Estrada de Ferro Vitória-Minas (EFVM). Esta ferrovia possui 44 túneis e alguns deles vêm apresentando problemas com instabilidade de blocos de rocha em determinados trechos durante os últimos anos. A formação dos blocos instáveis ocorre devido às condições geológico-geotécnicas mais desfavoráveis em determinados trechos ao longo dos túneis, as quais serão objeto de estudo do presente trabalho.

Com intuito de realizar uma contribuição ao tema o Projeto TUNELCON, com investimento financeiro e apoio logístico da VALE S.A., propõe um estudo amplo e aprofundado nos túneis da Estrada de Ferro Vitória Minas (EFVM) a fim de se avaliar o problema de queda de blocos instáveis em escavações após décadas em operação. Sob a coordenação do Prof. Marcos Massao Futai (EPUSP), uma equipe multidisciplinar composta por Engenheiros Civis Geotécnicos, Estruturais, Engenheiros Geólogos e Geólogos realizaram pesquisas para investigação do problema.

O projeto propôs inspeção preliminar realizada em campo em 7 dos 44 túneis da EFVM, após avaliação prévia de toda documentação disponibilizada pela VALE S.A. sobre as ocorrências. Através das inspeções preliminares foi selecionado um túnel com características geológico-geotécnicas menos complexas e cujo problema fosse representativo para investigação de campo e análise detalhada.

Neste seguiram-se investigações de campo (geofísica, sondagem, esclerometria, escaneamento a laser), investigações em laboratório (ensaios mecânicos, petrografia e

difração de raio X), análises numéricas (elementos finitos e discretos) e estudo de confiabilidade. As etapas de análise numérica e estudos de confiabilidade ainda encontram-se em andamento e deverão chegar a resultados mais conclusivos ao final do projeto.

É apresentada na Figura 1.1 a estrutura geral do Projeto TUNELCON com destaque para as etapas desenvolvidas nesta dissertação. Adita-se, entretanto, que devido aos prazos pré-estabelecidos e outros contratemplos algumas atividades não seguiram a rede lógica apresentada. Contudo, devido à complexidade do assunto, não houve prejuízo significativo ao conceito inicial do projeto porque as informações obtidas foram complementando os resultados de outras análises.

PROJETO TUNELCON

Figura 1.1 – Estrutura geral do Projeto TUNELCON

1.1. Objetivo

O objetivo desta dissertação consiste em apresentar a ocorrência dos problemas de quedas de blocos ao longo dos túneis não revestidos da Estrada de Ferro Vitória-Minas, bem como os ensaios em laboratório e in situ realizados nas amostras e no maciço rochoso para caracterizar o problema.

Para definição do processo de instabilização dos blocos valeu-se da Teoria dos Blocos-Chave proposta por Goodman e Shi (1985).

1.2. Justificativa

Apesar do contínuo avanço tecnológico que vem ocorrendo ao longo do tempo nos processos de escavações subterrâneas, não tem acontecido o mesmo com procedimentos de manutenção e reabilitação de estruturas com certo grau de envelhecimento. Esta deficiência já tem apresentado consequências em obras antigas, mesmo que o processo ainda seja incipiente.

No país existem inúmeras estruturas e obras civis que estão em operação há dezenas de anos e necessitam de monitoramento periódico devido sua importância, como exemplo podem ser citados os túneis ferroviários da EFVM. Algumas destas estruturas estão em operação há mais de sete décadas e ainda não há instalado sistemas de monitoramento ou detecção de queda de blocos, que, dependendo de suas dimensões, podem ocasionar grandes transtornos à operação logística desta importante linha férrea.

Esta pesquisa visa investigar através de ensaios em laboratório e em campo os processos de formação de blocos instáveis do túnel analisado.

1.3. Estrutura do Trabalho

No Capítulo 2 é apresentada a revisão bibliográfica geral sobre o tema em questão, contendo: comportamento mecânico das rochas e descontinuidades, ensaios *in situ* e laboratoriais, métodos empíricos de projeto de escavações em maciços rochosos (classificações geomecânicas) e a Teoria dos Blocos-Chave.

No Capítulo 3 é descrita a área em estudo, bem como a avaliação geológico-geotécnica da mesma através da análise bibliográfica e das investigações realizadas *in situ*.

No Capítulo 4 é caracterizado o problema no Túnel Monte Seco, objeto de estudo desta dissertação, os mecanismos de instabilização e os procedimentos de inspeção e manutenção em túneis.

No Capítulo 5 é apresentada a descrição e os resultados dos ensaios *in situ* e de laboratório realizados para a caracterização de parâmetros geotécnicos do maciço analisado.

No Capítulo 6 é apresentada a setorização dos túneis em estudo elaborada para este trabalho com base no modelo empírico de projeto proposto por Bieniawski e na quantidade de chocos abatidos no interior das escavações.

No Capítulo 7 é apresentado o resumo das principais conclusões deste estudo e sugestões para os próximos trabalhos.

No Anexo A será descrita a metodologia de análise utilizada o procedimento de bate-choco utilizado para abatimento dos blocos instáveis e a inspeção realizada nos sete túneis inspecionados.

No Anexo B são apresentados os boletins de sondagens rotativas realizadas na investigação dos Túneis Monte Seco Linha 1 e Linha 2.

No Anexo C são apresentados os gráficos obtidos dos ensaios de compressão uniaxial.

No Anexo D são apresentados os gráficos obtidos dos ensaios de compressão diametral.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo é apresentada a revisão bibliográfica em que são embasados os conceitos utilizados no desenvolvimento da pesquisa.

A descrição dos conceitos apresentados neste capítulo pode ser dividida em três partes, a saber: Comportamento Mecânico e Ensaaios, Métodos Empíricos de Projeto (Classificações Geomecânicas) e a Teoria dos Blocos-Chave.

2.1. Comportamento Mecânico e Ensaaios

Os maciços rochosos apresentam comportamento mecânico bastante diferenciado de outros materiais comuns à Engenharia. Na maioria dos casos práticos uma amostragem do material pode representar o comportamento do todo, como ocorre em concreto, aço, e, em alguns casos, no solo. Contudo, em mecânica das rochas deve-se distinguir o comportamento da rocha propriamente dita e do maciço rochoso.

Em ambos os casos existe influência das descontinuidades no processo de ruptura. Em rochas intactas a orientação dos minerais pode influenciar nesta variação, assim como as famílias de fraturas, foliações e outras descontinuidades nos maciços rochosos, sendo importante destacar o *Efeito Escala*.

Na Figura 2.1 são apresentados exemplos da influência do *Efeito Escala* em dois casos práticos da Engenharia: túnel e talude escavados em maciços rochosos. O comportamento do maciço pode variar de isotrópico, cujas escavações são realizadas em maciços intactos, para extremamente anisotrópico, nos quais há a presença de algumas

famílias de fraturas. Quando a obra de Engenharia apresenta dimensões consideráveis o maciço fraturado pode voltar a apresentar um efeito *contínuo-equivalente*.

Figura 2.1 – Diagrama idealizado de maciços rochosos (HOEK e BROWN, 1997)

Com base no exposto faz-se necessária a distinção entre o comportamento mecânico da rocha intacta e das descontinuidades, as quais são responsáveis por processos de ruptura em maciços rochosos fraturados.

2.1.1. Rocha Intacta

Bieniawski et al (1969) definiram basicamente dois processos de falha em rocha: fratura e ruptura. O primeiro processo ocorre com a formação de novas trincas ou com o

prolongamento daquelas já existentes. O outro ocorre com a desintegração da estrutura ou da amostra em duas ou mais partes.

O modelo de comportamento de tensão-deformação devido à aplicação de tensão hidrostática em rochas é apresentado na Figura 2.2. Nesta figura podem ser definidos quatro estágios:

- I. Fechamento das fissuras existentes e leve compressão dos minerais da rocha
- II. Trecho de comportamento elástico linear
- III. Colapso das estruturas dos poros existentes na rocha
- IV. Enrijecimento

Cuss et al (2003) realizaram estudo sobre estados críticos em três tipos diferentes de arenito (*Tennessee*, *Dare Dale* e *Penrith*) com mineralogia similar, mas com diferentes porosidades, tamanho de grãos e proporções mineralógicas.

Na Figura 2.3 é apresentado o comportamento tensão-deformação do arenito *Penrith* devido ao incremento de tensão hidrostática. No ensaio realizado podem ser distinguidos os quatro estágios descritos anteriormente, ocorrendo o colapso dos poros para uma tensão confinante próxima de 130 MPa. O fim do primeiro estágio, com fechamento dos poros e leve compressão dos minerais, ocorre para tensão confinante próxima de 50 MPa, seguindo no trecho elástico até o colapso dos poros. Após o Estágio III ocorre um aumento da rigidez representado pela diferença entre inclinação da *compactação linear* e da *compactação linear secundária*.

Figura 2.2– Modelo teórico de tensão hidrostática x def. volumétrica

Figura 2.3 - Curva tensão hidrostática x def. volumétrica de um arenito *Penrith*
(CUSS et al, 2003)

Na Figura 2.4 é apresentado o comportamento tensão-deformação no qual ocorre apenas variação da tensão desviadora, sendo mantida constante a tensão hidrostática (ensaio triaxial com σ_3 constante).

Neste ensaio nota-se que a evolução do processo de ruptura pode ser definida nos seguintes estágios:

- I. Início do fechamento de poros e fissuras
- II. Trecho de relação linear entre tensão-deformação (fase elástica)
- III. Formação de novas fissuras na rocha e aumento do coef. Poisson
- IV. Aumento da densidade de microfissuras e formação de um meio semi-contínuo
- V. Formação de macrofissuras através da interligação das microfissuras
- VI. Ruptura generalizada ocasionada pelo escorregamento das cunhas das macrofissuras

Hakala et al (2007) obtiveram resultados de uma curva experimental em um gnaiss da região sudoeste da Finlândia próximos ao modelo teórico descrito. O gráfico tensão-deformação é apresentado na Figura 2.5.

De acordo com os autores, a resistência do gnaiss analisado é superior a 110 MPa, entretanto, a fase elástica, etapa posterior ao fechamento das fissuras, ocorre para tensões entre 28 e 45 MPa. A etapa de formação de novas fissuras ocorre para tensões entre 45 e 95 MPa, ocorrendo formação de fissuras instáveis após 95 MPa.

Figura 2.4 – Deformação em função do aumento da tensão desviadora, mantendo constante a tensão hidrostática (GOODMAN, 1989)

Figura 2.5 – Ensaio de compressão uniaxial em gnaiss

(HAKALA et al, 2007)

Para a determinação dos parâmetros de resistência e deformabilidade elástica da rocha intacta dos túneis Monte Seco L1 e L2 foram propostos dois ensaios distintos: ensaio de compressão uniaxial com medida de deformação e ensaio de compressão diametral.

2.1.1.1. Ensaio de compressão uniaxial com medida de deformação

A resistência à compressão uniaxial da rocha obtida através deste ensaio é largamente utilizada como parâmetro nos principais modelos empíricos de projeto e critérios de ruptura, conforme será discutido adiante. Através do monitoramento por *strain gages* instalados nas amostras, indicados na Figura 2.6, é possível medir as deformações axiais e radiais do corpo de prova e obter os parâmetros elásticos de compressibilidade da rocha (E e ν).

Figura 2.6 – Ensaio de compressão uniaxial instrumentado

Embora as condições de contorno sejam simplificadas, este ensaio pode simular uma situação real na qual a rocha apresenta carregamento predominantemente na direção vertical e sem confinamento lateral, por exemplo, quando são escavadas duas linhas paralelas, como no caso dos Túneis Monte Seco L1 e L2 (Figura 2.7).

a) Vista frontal dos Túneis Monte Seco L1 e L2

b) Simulação do ensaio

Figura 2.7 – Exemplo de carregamento predominantemente vertical (compressão uniaxial)
(LINS et al, 2006)

É de comum conhecimento que este tipo de ensaio tem seu resultado influenciado por uma série de fatores, tais como: tamanho e forma da amostra, condições da extremidade da amostra, atritos nos contatos entre outros, conforme apresentado por Nunes (1989). Entretanto, os procedimentos e recomendações sugeridos pela ISRM (1979) minimizam a influência destes erros e padronizam as metodologias.

Como exemplo pode ser citado o trabalho de Vitali et al (2012), no qual os autores avaliaram a influência dos efeitos de borda nos ensaios de compressão uniaxial através de corpos de prova *super-instrumentados* e de análises numéricas, concluindo que os efeitos de borda podem ser considerados pouco significativos no resultado desde que atendidas as recomendações internacionais.

2.1.1.2. Ensaio de compressão diametral ou Ensaio Brasileiro

O ensaio de compressão diametral, conhecido internacionalmente como Ensaio Brasileiro, determina a resistência à tração de um material frágil através da compressão diametral de um disco circular. Este ensaio foi inicialmente concebido para obtenção de resistência a tração em concreto. Posteriormente, Fairhurst (1964) comprovou a validade do ensaio também para materiais rochosos, e, atualmente, é normatizado internacionalmente pela ISRM (1978).

De acordo com a norma internacional, o ensaio deve ser realizado em um corpo de prova com diâmetro não inferior ao amostrador NX (~54 mm) e espessura de aproximadamente meio diâmetro. No ensaio a amostra é comprimida entre dois suportes metálicos, ilustrados na Figura 2.8, e submetida a um carregamento contínuo e a taxa constante.

Figura 2.8 – Ensaio Brasileiro (ISRM, 1978)

Tavallali e Vervoort (2010) analisaram o efeito da orientação das descontinuidades em uma rocha sedimentar na resistência à tração. Os autores realizaram o estudo em um arenito de uma região ao sul da Bélgica e encontraram dois comportamentos distintos de

ruptura: o primeiro foi definido como ruptura central, ou *central failure* (CF), quando a maior parte da superfície de ruptura encontra-se na região central do corpo de prova; o outro foi definido como ativação da descontinuidade, ou *layer activation* (LA), quando a posição do plano não se encontra na região central.

Sabe-se que neste último caso não é válida a formulação proposta para resistência à tração do *Ensaio Brasileiro*, entretanto, os autores valeram-se da mesma apenas para comparar os resultados obtidos. Desta forma, os mesmos concluíram que, para aquele arenito, o processo de ativação da descontinuidade ocorria para inclinações superiores a 60° , e que planos paralelos à descontinuidade tendem a apresentar resistência à tração inferior quando comparados com outros em direções perpendiculares.

a) Planos de ruptura observados

b) Gráfico tensão x ângulo de inclinação

Figura 2.9 – Resultados encontrados por Tavallali e Vervoort (2010)

2.1.2. Descontinuidades

Em maciços rochosos fraturados o processo de ruptura é controlado predominantemente pelas descontinuidades, por isso é fundamental sua caracterização em análise de escavações em maciços rochosos.

Barton e Brandis (1990) apresentaram uma revisão do modelo empírico JRC-JCS (BARTON e CHOUBEY, 1977) que foi desenvolvido na década de 70 para descrever a resistência ao cisalhamento em fraturas de maciços rochosos.

O critério apresentado por estes autores é bastante adequado para os modelos de ruptura adotados na Teoria dos Blocos-Chave, o qual será apresentado adiante. Este critério de ruptura é verificado nas ocorrências de quedas de blocos que ocorrem nos túneis da EFVM, em especial nos Túneis Monte Seco Linha 1 e Linha 2.

De acordo com este modelo as fraturas são consideradas abertas e, portanto, não há consideração de esforços de tração já que não há parcela coesiva. A resistência ao cisalhamento na região das fraturas é influenciada por quatro parâmetros característicos da descontinuidade e pela tensão atuante no plano, conforme indicado na Equação 2.1.

O parâmetro JCS representa a influência de uma fina camada na região das fraturas que controlam o comportamento de resistência e deformabilidade do maciço rochoso como um todo. Os valores de JCS podem ser obtidos através de ensaios de compressão uniaxial, caso as juntas não estejam alteradas, ou ainda através de medições com Esclerômetro de Schmidt para estimar o parâmetro de resistência, caso haja alguma alteração destas descontinuidades.

O valor de ϕ_r é obtido através de ensaios de resistência ao cisalhamento residual de superfícies planas e não intemperizadas, definido como ângulo de atrito básico. Os valores de ϕ_r para diversos tipos de rochas são apresentados em Barton e Choubey (1977).

A principal dificuldade do modelo ocorre na estimativa do valor de JRC. Apesar dos autores proporem um modelo comparativo para análise da rugosidade de superfícies, ilustrado na Figura 2.10, não se trata de uma escolha trivial. De acordo com estudos realizados por Tse

e Cruden (1979), uma classificação incorreta do JRC da classe 8 para classe 10 pode implicar em valores superestimados da resistência em mais de 40%.

Figura 2.10 – Perfis de rugosidade (BARTON e CHOUBEY, 1977)

Por outro lado, Barton e Bandis (1980) contestam as críticas destes últimos reafirmando a validade do modelo de resistência proposto com a justificativa de que na prática a variação dos valores de JRC é fortemente influenciada pelo *Fator Escala* e que tais estimativas para este parâmetro não precisam ser *muito acuradas*, pois a variação é compensada quando se utiliza o modelo proposto. O Tilt Test, descrito adiante, pode servir para estimar tal parâmetro com a precisão necessária, já o parâmetro JCS pode ser estimado com base em ensaios esclerométricos.

$$\tau = \sigma_n \times \operatorname{tg} \left(JRC \times \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_r \right) \quad (2.1)$$

Onde

τ : resistência ao cisalhamento

σ_n : tensão normal efetiva

JRC: coeficiente de rugosidade da junta

JCS (*joint wall compression strength*): resistência à compressão da parede da junta

ϕ_r : ângulo de atrito básico

2.1.2.1. Tilt Test

O *Tilt Test* é um ensaio proposto por Barton e Choubey (1977) para estimar o parâmetro JRC (Joint Roughness Coefficient) de uma descontinuidade através do ângulo “ α ” de deslizamento entre as superfícies, conforme apresentado na Figura 2.11.

O ângulo α é função de duas parcelas: uma composta pelo ângulo de atrito básico do material e a outra decorrente da geometria da descontinuidade. Assim, o parâmetro JRC pode ser calculado através da equação 2.2.

(a) Escavação em talude próximo ao túnel

(b) Tilt test (Barton & Choubey, 1977)

Figura 2.11 – Ensaio de determinação do ângulo de atrito básico

$$JRC = \frac{\alpha - \Phi_r}{\log\left(\frac{JCS}{\sigma_{no}}\right)} \quad (2.2)$$

Onde:

JRC: Joint Roughness Coefficient

JCS: Joint Wall Compressive Strength

σ_{no} : tensão normal

α : ângulo de deslizamento do ensaio

Φ_r : ângulo de atrito residual

2.1.2.2. Esclerômetro de Schmidt

O esclerômetro de Schmidt, ou Schmidt Hammer (SH), é um instrumento que foi desenvolvido no final da década de 40 com intuito de realizar ensaios não destrutivos em estruturas de concreto através de correlações com a medida da dureza superficial da peça. Atualmente existem disponíveis no mercado vários modelos de martelos de Schmidt, sendo os mais usuais o tipo N e o tipo L cuja diferença básica entre os modelos consiste na energia de impacto obtida na realização dos ensaios, correspondentes a 2,207 Nm e 0,735 Nm, respectivamente.

Este instrumento é composto basicamente por um peso (martelo de impacto) e uma mola de reação, conforme ilustrado na Figura 2.12.

Figura 2.12 - Martelo de Schmidt (PROCEQ, 1977)

O ensaio esclerométrico consiste na medida quantitativa de uma propriedade elástica do material analisado através da determinação do coeficiente de restituição da mola calculado pelo repique do martelo de impacto ou *Rebound Number* (RN). Devido à simplicidade do ensaio e ao baixo custo do equipamento esta metodologia de verificação da resistência em concreto vem sendo utilizada há tempos na Geotecnia para classificação de rocha *in situ* e correlação com ensaios de resistência à compressão simples.

A partir da década de 60 inúmeros trabalhos foram publicados sobre o assunto, sendo

grande parte correlacionada com a compartimentação de minas subterrâneas de carvão, podendo-se citar: Das (1973), Sheorey et al (1984), Katz et al (2000), Yasar e Erdogan (2004), Greco e Sorriso-Valvo (2005), Goudie (2006), Steer et al (2011) e outros.

Hucka (1965) defendeu a tese de que ensaios realizados *in situ* são mais representativos para determinar propriedades mecânicas das rochas do que aqueles realizados em laboratório, valendo-se da ideia de que a retirada de amostras altera completamente as características das mesmas quando estas ainda se encontram no maciço, por exemplo, a abertura de fraturas devido ao desconfinamento da amostra. Para tanto, o autor propôs o uso do SH para monitorar a variação da resistência da rocha em minas de carvão, sendo indicados ensaios de laboratório quando o material atingisse um valor mínimo.

Kidybinski (1968) propôs um estudo visando descrever de forma mais quantitativa as condições do teto de escavações subterrâneas em minas de carvão. O estudo englobou a análise de 11 escavações em minas de carvão na região da Upper Silesia – Polônia. Para tanto, o autor valeu-se de ensaios esclerométricos realizados no teto das escavações e de parâmetros característicos do maciço, tais como: convergência, volume de blocos instáveis abatidos e máxima área escavada sem presença de suporte. Com estes parâmetros o autor propôs um índice de classificação do estado do teto de escavações em minas de carvão, indicado na Tabela 2.1, e os correlacionou com os valores de RN realizados.

Depreende-se do gráfico indicado na Figura 2.13 que, apesar da dispersão encontrada entre os dois fatores analisados, o gráfico apresenta uma tendência de redução nos valores e na variação dos valores de RN para escavações cujas condições geotécnicas são mais desfavoráveis.

Tabela 2.1 – Índice de qualidade do teto de escavações (KIDIBYNSKI, 1968)

No	Critério	Classificação			
		I	II	III	IV
1	Estado do Teto Escavado	Íntegro e com pouca ou nenhuma ocorrência de quedas	Com eventuais fraturas e pouca queda de blocos	Fraturado com ocorrência de queda de blocos	Muito fraturado com grande ocorrência de queda de blocos
2	Convergência	< 2	2 - 4	4 - 6	> 6
3	Área Escavada Máxima (m²)	> 7	4 - 7	0,5 - 4	< 0,5
4	Volume Médio do Bloco Abatido (dm³/m²)	< 2	2 - 10	11 - 20	> 20

Figura 2.13 - Índice de qualidade do teto x RN (KIDYBINSKI, 1968)

Com base na revisão realizada sobre o assunto, o esclerômetro de Schmidt mostrou-se um equipamento eficaz na classificação das condições das discontinuidades do maciço rochoso e foi utilizado nesta pesquisa.

Embora o martelo de Schmidt seja usado experimentalmente há várias décadas na Geotecnia visando à caracterização de diversos tipos rochosos, ainda não existe um consenso

sobre o modelo de instrumento mais adequado para a prática. ISRM (1978) sugeriu que seja utilizado martelo tipo L, ressaltando que o uso é limitado em rochas muito brandas ou em rochas muito duras. Por outro lado, estudos realizados por Sheorey et al (1984) indicaram haver bons resultados com a utilização do martelo tipo N. Já a ASTM (1999) não fez qualquer menção sobre o tipo de martelo a ser utilizado em sua publicação.

Aydin e Basu (2005) analisaram os resultados obtidos com os dois tipos de equipamentos (tipo L e N) e concluíram que há pontos positivos e negativos em ambos os modelos. De acordo com estes autores, o martelo tipo L apresenta maior sensibilidade para analisar a heterogeneidade da rocha, gerando grande dispersão nos resultados; o tipo N, devido à maior energia de impacto, gera menor variação dos resultados e pode ajudar a representar melhor o comportamento da rocha intacta.

2.2. Métodos Empíricos de Projeto – Classificação Geomecânica

A classificação da qualidade dos maciços rochosos tem importância fundamental no projeto de escavações subterrâneas. Tal afirmação tem como base os inúmeros modelos propostos na literatura técnica para este fim. Entretanto, segundo Stille e Palmstrom (2003), o termo *Sistemas de Classificação* não é o mais adequado, pois uma característica importante a um verdadeiro Sistema de Classificação é que o mesmo deve permitir estimar fatores de segurança das classes para um dado problema de Engenharia. Portanto, de acordo com os autores, a denominação correta aos modelos atualmente em uso é de *Métodos Empíricos de Projeto Baseados em Caracterização de Maciços Rochosos*.

Um dos métodos empíricos mais antigos que se tem notícia foi proposto por Ritter (1879, apud Hoek, 2006), no qual o autor correlaciona dados empíricos dos projetos de escavações subterrâneas com os tipos de suporte utilizados na época. Décadas depois outros

autores propuseram metodologias pouco mais racionais, que, embora ainda não considerassem parâmetros importantes da rocha, promoveram consideráveis avanços para época (TERZAGHI, 1946; DEERE et al, 1967; WICKHAM et al, 1972 e outros).

Atualmente, os modelos amplamente utilizados nos projetos de escavações em rocha são aqueles propostos por Bieniawski (1973 e 1979) e Barton et al (1974), os quais avaliam de formas distintas a influência das principais propriedades da rocha na capacidade de suporte do maciço escavado.

Embora os modelos empíricos sejam amplamente aceitos no meio técnico, os métodos provavelmente superestimam os requisitos de suporte e a interação de pressão no suporte não é, de modo geral, bem acurada (EINSTEIN et al, 1979). Assis (2012) também defendeu a necessidade de uma utilização mais racional dos métodos empiricistas propondo uma abordagem probabilística para o modelamento espacial de maciços rochosos.

É apresentada neste capítulo uma descrição das principais metodologias empíricas utilizadas em projeto de escavações em maciços rochosos ao longo dos anos. Os modelos mais antigos caíram em desuso em virtude daqueles mais recentes por englobarem um número maior de parâmetros e apresentarem melhor correlação com a prática aplicada atualmente às escavações.

2.3.1. Modelo proposto por Terzaghi (1946)

Terzaghi (1946) apresentou um método empírico de projeto de escavações subterrâneas em maciços rochosos baseados nos sistemas de suporte por arcos metálicos requeridos para a escavação, os quais eram bastante usuais na época.

O modelo do autor propõe que o esforço transmitido ao suporte depende da condição da rocha, das dimensões da escavação realizada e da zona de arqueamento. Na Figura 2.14 é

indicado o modelo de arqueamento proposto, e na Tabela 2.2 os revestimentos propostos e as cargas atuantes nos mesmos.

Este modelo apresentou grandes avanços introduzindo conceitos geológico-geotécnicos aliados à prática das escavações, pois até aquela época o processo de construção subterrânea tinha caráter estritamente empiricista. Entretanto, o modelo apresentava parâmetros bastante subjetivos em suas classificações. No texto do autor não é possível identificar e quantificar claramente as diferenças entre as subdivisões propostas, por exemplo, na distinção de um maciço estratificado (*Stratified Rock*) de outro moderadamente fraturado (*Moderately Jointed Rock*). Mesmo assim, devem-se ressaltar os avanços ora citados do modelo proposto.

Figura 2.14 – Arqueamento de tensões no solo (TERZAGHI, 1946)

Tabela 2.2 – Esforço aplicado no teto do suporte variando com a condição da rocha.

Condições da Rocha	Carga de Rocha (Hp) em pés	Observação
Dura e Intacta	0 até 0,5 B	Exigido suporte só se ocorrer fragmentação
Dura estratificada ou xistosa	0 até 0,25B	Suporte leve
Maciça a moderadamente fraturada	0,25B até 0,35 (B + Ht)	Sem pressão lateral
Moderadamente fraturada a degradável	(0,35 até 1,10) (B + Ht)	Pressão lateral pouco intensa ou nula
Completamente fraturada mas quimicamente intacta	1,10 *(B + Ht)	Considerável pressão lateral
Squeezing rock (profundidades moderadas)	(1,10 até 2,10) (B + Ht)	Elevada pressão lateral, requerendo escoramento do arco invertido
Squeezing rock (grandes profundidades)	(2,10 até 4,50) (B + Ht)	
Rocha Expansiva	acima de 250 pés	Requer suporte metálico circular

2.3.2. Rock Quality Designation (RQD)

Deere et al (1967) propuseram um método inovador para quantificar a qualidade de maciços rochosos voltado para escavações subterrâneas em uma época na qual a qualidade da rocha era avaliada apenas pela descrição geológica do material e pelo índice de recuperação da amostra, sendo este último fortemente influenciado pela técnica de coleta de testemunho. Neste modelo os autores classificaram o maciço através do índice RQD (*Rock Quality Designation*). Este índice analisa as porcentagens de amostra recuperada com comprimento superior a 10 cm (4”) em relação ao total recuperado por manobra, conforme ilustra a Figura 2.15.

Através da avaliação do valor de RQD podem-se diferenciar zonas bastante fraturadas, as quais deverão ser analisadas cuidadosamente em uma etapa posterior de ensaios laboratoriais e in situ, de zonas pouco fraturadas, cuja estrutura requerida para o suporte da escavação é reduzida ou até desnecessária (Tabela 2.3).

De acordo com Deere e Deere (1989), o índice RQD é sensível à variação de comprimento da manobra, assim, por exemplo, um trecho de 300 mm de comprimento em uma zona altamente fraturada de um maciço rochoso não pode apresentar valores de RQD correspondentes a 90%, 80% e 40% para manobras com 3,0 m, 1,5 m e 0,5 m, respectivamente. Deste modo os autores recomendam calcular o índice RQD de acordo com a manobra realizada em campo, sendo preferível não realizar trechos com comprimento superior a 1,5 m e, certamente, não superiores a 3,0 m.

Figura 2.15 - Metodologia utilizada no RQD. (DEERE e DEERE, 1989)

Tabela 2.3 - Índice de Qualidade da Rocha (DEERE e DEERE, 1989)

RQD (%)	Qualidade da Rocha
< 25	Muito Pobre
25 - 50	Pobre
50 - 75	Razoável
75 - 90	Boa
90 - 100	Excelente

2.3.3. Rock Structure Rating (RSR)

Wickham et al (1972) propuseram uma metodologia que descreve quantitativamente um conjunto de parâmetros do maciço rochoso denominada de *Rock Structure Rating* (RSR). Este conceito apresentou evolução quanto aos métodos anteriores, pois não analisava o maciço de forma qualitativa, tal como o sistema proposto por Terzaghi (1946), e incorporou importantes parâmetros característicos dos maciços rochosos no modelo, como o tipo de rocha e a influência do mergulho na direção de escavação. Além disso, apesar do modelo ser desenvolvido basicamente para suportes em arcos metálicos, foi o primeiro a incluir correlação com outros tipos de suporte, como concreto projetado e chumbadores.

O sistema RSR subdivide os maciços rochosos avaliando três parâmetros: A, B e C. O Parâmetro A, indicado na Tabela 2.4, quantifica a qualidade do maciço em função do tipo de rocha (ígneia, metamórfica ou sedimentar) e do grau de faturamento, variando entre 30 e 6, cujo valor máximo vale para rocha intacta e decresce para maciços mais fraturados.

Na Tabela 2.5 está indicada a variação de valores do Parâmetro B, que varia de 45 a 7 de acordo com o grau de faturamento do maciço e da direção das descontinuidades em relação ao eixo de escavação.

O parâmetro C, cujos valores são indicados na Tabela 2.6, quantifica a influência do fluxo d'água em função das condições das descontinuidades, da somatória dos Parâmetros A e B e da vazão do fluxo variando as notas entre 25 e 6.

Através da somatória dos três parâmetros é possível, de acordo com os autores, fornecer um tipo razoável de suporte no período de pré-construção e posterior avaliação, entretanto não é indicado para definir o tipo de suporte estrutural definitivo para um determinado trecho do túnel. Na Figura 2.16 são indicados os valores estimados para espaçamentos e espessuras dos três tipos de suportes mais utilizados na época (suporte

metálico, enfilagens e concreto projetado) de acordo com a carga e com o valor RSR do maciço rochoso. Pode-se notar que os autores evitaram indicar suportes para maciços rochosos com RSR muito elevados e muito baixos, pois são regiões críticas que devem ser analisadas caso a caso.

Tabela 2.4 – Parâmetro A (WICKHAM et al, 1972)

Tipo Básico de Rocha					Estrutura Geológica			
Tipo	Dura	Média	Branda	Decomposta	Maciça	Levemente fraturada ou dobrada	Moderadamente fraturada ou dobrada	Intensamente fraturada ou dobrada
Ígnea	1	2	3	4				
Metamórfica	1	2	3	4				
Sedimentar	2	3	4	4				
Tipo 1					30	22	15	9
Tipo 2					27	20	13	8
Tipo 3					24	18	12	7
Tipo 4					19	15	10	6

Tabela 2.5 - Parâmetro B (WICKHAM et al, 1972)

Strike perpendicular ao eixo					Strike paralelo ao eixo		
	Direção de Escavação					Direção de Escavação		
	Ambos	Mergulho Favorável	Mergulho Desfavorável			Ambos		
	Mergulho das descontinuidades					Mergulho das descontinuidades		
	Horizontal	Inclinado	Vertical	Inclinado	Vertical	Horizontal	Inclinado	Vertical
Totalmente Fraturada	9	11	13	10	12	9	9	7
Muito Fraturada	13	16	19	15	17	14	14	11
Moderadamente Fraturada	23	24	28	19	22	23	23	19
Moderadamente Fraturada a Pouco Fraturada	30	32	36	25	28	30	28	24
Pouco Fraturada a Maciça	36	38	40	33	35	36	34	28
Maciça	40	43	45	37	40	40	38	34

Tabela 2.6 – Parâmetro C (WICKHAM et al, 1972)

Fluxo de água	Soma dos Parâmetros A + B					
	13 - 44			45 - 75		
	Condição das Juntas					
	Bom	Média	Pobre	Bom	Média	Pobre
Nenhum	22	18	12	25	22	18
Leve (< 200 gpm)	19	15	9	23	19	14
Moderado (200 - 1000 gpm)	15	11	7	21	16	12
Intenso (> 1000 gpm)	10	8	6	18	14	10

Figura 2.16 – Requisitos de suporte (WICKHAM et al, 1972)

2.3.4. Rock Mass Rating System (RMR)

Bieniawski (1973) propôs outro sistema empírico de projeto em maciços rochosos denominado *Rock Mass Rating System* (RMR), apresentando várias atualizações do modelo até ajustá-lo aos padrões e procedimentos internacionais em 1979. Este modelo, assim como o RSR, avalia diversos parâmetros característicos do maciço rochoso e lhes atribui uma nota. Através da somatória dos diversos valores atribuídos aos parâmetros obtêm-se subdivisões dos maciços rochosos. Entretanto, como a influência de cada parâmetro não é considerada igualmente importante para classificação geral do maciço, segundo considerações do próprio autor, as faixas de valores variam para cada parâmetro.

O avanço deste modelo em relação ao descrito anteriormente (RSR) consiste no fato de quantificar os valores dos parâmetros de resistência através de ensaios de compressão simples, os quais eram definidos qualitativamente (duros, médios, etc) no modelo anterior. Além de incluir outras variáveis que influenciam no comportamento geral do maciço rochoso. O modelo também propõe valores estimados de coesão e ângulo de atrito para as diferentes classes de rocha.

Os parâmetros considerados neste modelo são:

- a) Resistência à compressão simples
- b) Rock Quality Designation (RQD)
- c) Espaçamento entre as descontinuidades
- d) Condições das descontinuidades
- e) Influência do nível d'água
- f) Orientação das descontinuidades em relação à escavação

A classificação RMR, voltada para o período pré-construtivo das obras geotécnicas, avalia a qualidade do maciço rochoso através da somatória dos cinco parâmetros geológico-geotécnicos, indicados na Tabela 2.7, e penaliza a nota final com valores negativos em função da orientação da escavação em relação às discontinuidades e quanto ao tipo de obra (túneis, fundações ou taludes), conforme Tabela 2.8.

Após a somatória dos valores é possível dividir os maciços rochosos em um dos cinco níveis propostos na Tabela 2.9 cujos valores variam numa escala de 0 a 100 do maciço mais deteriorado para o mais são, respectivamente. Baseado em cada subdivisão é possível obter as diretrizes indicadas na Tabela 2.10 para seleção do suporte mais adequado à escavação. O sistema RMR também permite definição do suporte definitivo da escavação, conforme apresentado na Tabela 2.11.

O índice RMR também permite obter o módulo de deformação equivalente do maciço, conforme as equações 2.4 e 2.5:

$$\text{RMR} < 50 \quad E_{\text{maciço}} = 10^{(\text{RMR}-10)/40} \quad (2.4)$$

$$\text{RMR} > 50 \quad E_{\text{maciço}} = 2 \cdot \text{RMR} - 100 \quad (2.5)$$

Lauffer (1988), utilizando o modelo RMR, correlacionou as classes dos maciços rochosos com o *stand-up time* para escavações reais com TBM (Tunnel Boring Machine), obtendo o gráfico indicado na Figura 2.17.

Apesar de o modelo apresentar boa correlação com aplicações práticas em todo o mundo, deve-se adicionar uma ressalva, pois conforme estudo apresentado por Lauffer (1988) houve a ocorrência de algum processo de instabilidade em escavações para os casos de RMR superiores a 80 e *stand-up time* superiores a 10 anos, nos quais Bieniawski (1989) dispensa a utilização de suportes.

Celada et al (2014) apresentaram uma atualização do modelo original proposto em 1973. O novo método (RMR14) inseriu nas análises três novos parâmetros: fator de ajuste da orientação do túnel em relação ao conjunto de descontinuidades principais (F_0), fator de ajuste devido à metodologia utilizada na escavação (F_e) e o fator de ajuste referente ao comportamento tensão-deformação na frente de escavação (F_s). Segundo os autores, está em desenvolvimento um software que auxilia no cálculo do RMR14 e na estimativa de parâmetros para o cálculo da tensão-deformação.

Tabela 2.7 – Sistema RMR

PARÂMETROS			FAIXA DE VALORES						
1	Resistência da rocha intacta	Resistência determinada no <i>Point Load Test</i>	> 10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	Para essa faixa, prefere-se ensaio de compressão simples.		
		Resistência determinada no ensaio de compressão simples	> 250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	< 1 MPa
	Nota		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%		
	Nota		20	17	13	8	3		
3	Espaçamento entre descontinuidades		> 2 m	0,6 - 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
	Nota		20	15	10	8	5		
4	Condições da descontinuidade		superfície muito rugosa descontínua não aberta superfície sã	superfície levemente rugosa abertura < 1 mm superfície levemente alterada	superfície levemente rugosa abertura < 1 mm superfície muito alterada	superfície espelhada ou irregularidades < 5mm ou abertura de 1 a 5 mm contínua	irregularidades > 5mm ou abertura > 5 mm contínua		
	Nota		30	25	20	10	0		
5	Presença de água	Fluxo afluyente em 10 m de túnel	nenhum	< 10 litros / min	10 - 25 litros / min	25 - 125 litros / min	> 125		
		pressão de água na junta tensão principal maior	0	0,0 - 0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,5	> 0,5		
		Condições Gerais	totalmente seco	levemente úmido	úmido	gotejando	com fluxo contínuo		
	Nota		15	10	7	4	0		

Tabela 2.8 – Influência das descontinuidades no tipo de obra

Direção e Direção de Mergulho		Muito Favorável	Favorável	Regular	Desfavorável	Muito Desfavorável
Notas	Túneis	0	-2	-5	-10	-12
	Fundações	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

Tabela 2.9 – Agrupamento dos maciços rochosos de acordo com a nota RMR

Nota	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20
Classe	I	II	III	IV	V
Descrição	rocha de excelente qualidade	rocha de boa qualidade	rocha regular	rocha fraca	rocha muito fraca

Tabela 2.10 – Diretrizes para projeto em maciços rochosos

Classe	I	II	III	IV	V
Stand-Up-Time	10 anos (para 15m de spam)	6 meses (para 8m de spam)	1 semana (para 5m de spam)	10 horas (para 2,5m de spam)	30 min (para 1m de spam)
Coesão	> 400 kPa	300 - 400 kPa	200 - 300 kPa	100 - 200 kPa	< 100 kPa
Ângulo de Atrito	> 45°	35° - 45°	25° - 35°	15° - 25°	< 15°

Tabela 2.11 – Diretrizes para escolha do tipo de suporte (RMR)

Rock Mass Class	Excavation	Support		
		Rock Bolts (20-mm Dia, Fully Grouted)	Shotcrete	Steel Sets
Very good rock I RMR:81–100	Full face 3-m advance	Generally, no support required except for occasional spot bolting		
Good rock II RMR:61–80	Full face 1.0–1.5-m advance Complete support 20 m from face	Locally, bolts in crown 3 m long, spaced 2.5 m, with occasional wire mesh	50 mm in crown where required	None
Fair rock III RMR: 41–60	Top heading and bench 1.5–3-m advance in top heading Commence support after each blast Complete support 10 m from face	Systematic bolts 4 m long, spaced 1.5–2 m in crown and walls with wire mesh in crown	50–100 mm in crown and 30 mm in sides	None
Poor rock IV RMR: 21–40	Top heading and bench 1.0–1.5-m advance in top heading. Install support concurrently with excavation 10 m from face	Systematic bolts 4–5 m long, spaced 1–1.5 m in crown and wall with wire mesh	100–150 mm in crown and 100 mm in sides	Light to medium ribs spaced 1.5 m where required
Very poor rock V RMR: <20	Multiple drifts 0.5–1.5-m advance in top heading. Install support concurrently with excavation. Shotcrete as soon as possible after blasting	Systematic bolts 5–6 m long, spaced 1–1.5 m in crown and walls with wire mesh. Bolt invert	150–200 mm in crown, 150 mm in sides, and 50 mm on face	Medium to heavy ribs spaced 0.75 m with steel lagging and fore-poling if required. Close invert

* Shape: horseshoe; width: 10 m; vertical stress: <25 MPa; construction: drilling and blasting.

Figura 2.17 – Relação entre a Classificação RMR e *stand up time* para casos reais
(LAUFFER, 1988)

2.3.5. Índice Q

O modelo proposto por Barton et al (1974) foi baseado em um estudo de caso envolvendo cerca de 200 túneis, sendo obtidas correlações entre o sistema de suporte definitivo e o índice definido pelos autores.

O valor do Índice Q pode variar de 0,001 até 1000, correspondendo às rochas muito alteradas/pobres até rochas sãs, respectivamente. A relação entre os seis parâmetros analisados, indicado na Equação 2.6, pode ser dividida em: componente estrutural do maciço rochoso (1), influência das descontinuidades (2) e influência das tensões no maciço (3). O primeiro quociente representa, de maneira grosseira, uma medida relativa do tamanho dos

blocos. O segundo quociente representa a influência da resistência ao cisalhamento na região da descontinuidade no comportamento do maciço. O terceiro quociente representa a influência das tensões presentes no maciço na escavação, entretanto, não se pode correlacioná-las em termos de tensão normal efetiva, pois em alguns casos elevada tensão efetiva pode gerar condições menos estáveis (BARTON et al, 1974). Nas Tabelas 2.12 a 2.17 são apresentadas a faixa de variação dos parâmetros descritos.

Umas das ressalvas deste modelo, mencionadas pelos próprios autores no artigo, ocorrem pelo fato de não levarem em consideração o tamanho nem a orientação do eixo de escavação nas análises realizadas. Este último pode ser considerada como fator preponderante na formação de blocos instáveis (GOODMAN e SHI, 1985).

$$Q = \left(\frac{RQD}{J_n} \right) \times \left(\frac{J_r}{J_a} \right) \times \left(\frac{J_w}{SRF} \right) \quad (2.6)$$

Sendo:

RQD: Rock Quality Designation (Deere, 1963)

J_n: parâmetro correlacionado ao número de famílias de fraturas

J_r: parâmetro correlacionado à rugosidade das fraturas

J_a: parâmetro correlacionado ao estado de alteração da fratura

J_w: parâmetro correlacionado à infiltração pelas fraturas

SRF (Stress Reduction Fator): parâmetro correlacionado ao estado de tensões do maciço

Tabela 2.12 – Parâmetro RQD

RQD - Rock Quality Designation		
I	Muito Pobre	0 - 25
II	Pobre	25 - 50
III	Intermediária	50 - 75
IV	Boa	75 - 90
V	Excelente	90 - 100

Tabela 2.13 – Parâmetro Jn

	Coefficiente de Junta	(Jn)
I	Maciça com nenhuma ou poucas fraturas	0,5 - 1,0
II	Uma família de fratura	2
III	Uma família de fratura com fraturas aleatórias	3
IV	Duas famílias de fraturas	4
V	Duas famílias de fraturas com fraturas aleatórias	6
VI	Três famílias de fraturas	9
VII	Três famílias de fraturas com fraturas aleatórias	12
VIII	Quatro ou mais famílias de fraturas	15
IX	Maciço muito fraturado	20

Tabela 2.14 – Parâmetro Jr

Coefficiente de rugosidade da junta	(Jr)	Coefficiente de rugosidade da junta	(Jr)
I Junta descontínua	4	VI Lisa, plana	1,0
II Áspera ou irregular, ondulada	3	VII Polida, plana	0,5
III Lisa, ondulada	2	VIII Preenchida por argilominerais	1,0
IV Polida, ondulada	1,5	IX Preenchida por material alterado	1,0
V Áspera ou irregular, plana	1,5		

Tabela 2.15 – Parâmetro Ja

Coefficiente de alteração da junta (Contato na parede da fratura)	(Ja)	ϕ_r	Coefficiente de alteração da junta (Contato na parede da fratura)	(Ja)	ϕ_r
I Sã, não alterada	0,75	(-)	VII Preenchimento com argila muito sobreadensada	6	16° - 24°
II Superfície não alterada, apresentando descoloramento	1	25° - 35°	VIII Preenchimento com argila pouco sobreadensada	7	12° - 16°
III Parede levemente alterada	2	25° - 30°	IX Preenchimento com argila expansiva	8 - 12	6° - 12°
IV Preenchimento silto ou argilo-arenoso	3	20° - 25°	X Zonas de rocha desintegrada e argila	8 - 12	6° - 24°
V Preenchimento com argilimeneirais	4	8° - 16°	XI Zonas silto ou areno-argilosas	5	
VI Partículas arenosas livre de argila	4	25° - 30°	XII Zonas ou bandas argilosas	13 - 20	6° - 24°

Tabela 2.16 – Parâmetro J_w

Fator de redução devido a percolação na junta		(J_w)	Pressão da água (kg/cm^2)
I	Pouco ou nenhum fluxo ($< 5 \text{ l/min}$)	1	< 1
II	Fluxo moderado	0,66	1,0 - 2,5
III	Fluxo intenso ou alta pressão em rocha competente com juntas não preenchidas	0,5	2,5 - 10,0
IV	Fluxo intenso com lavagem do preenchimento	0,33	2,5 - 10,0
V	Fluxo muito intenso com redução ao longo do tempo	0,2 - 0,1	$> 10,0$
VI	Fluxo muito intenso sem redução ao longo do tempo	0,1 - 0,05	$> 10,0$

Tabela 2.17 – Parâmetro SRF

Fator de redução de tensão		(SRF)			
a)	Zonas de fraqueza interceptando a escavação, podendo causar desconfinamento do maciço rochoso durante a escavação do túnel				
I	Múltiplas ocorrências de zonas de fraqueza contendo argila ou rocha quimicamente alterada (a qualquer profundidade)	10			
II	Zona única de fraqueza contendo argila, ou rocha quimicamente alterada (profundidade de escavação ≤ 50 m)	5			
III	Zona única de fraqueza contendo argila, ou rocha quimicamente alterada (profundidade de escavação > 50 m)	2,5			
IV	Múltiplas zonas de cisalhamento em rocha competente (sem argila) desconfinamento da rocha (a qualquer profundidade)	7,5			
V	Zona única de cisalhamento em rocha competente (sem argila) (profundidade de escavação ≤ 50 m)	5			
VI	Zona única de cisalhamento em rocha competente (sem argila) (profundidade de escavação > 50 m)	2,5			
VII	Zona altamente fraturada (a qualquer profundidade)	5			

Fator de redução de tensão		(SRF)	σ_c/σ_1	σ_2/σ_1
b)	Rocha competente, problemas de tensão na rocha			
VIII	Baixo nível de tensão, próximo a superfície	2,5	> 200	> 13
IX	Nível mediano de tensão	1	200 - 10	13 - 0,66
X	Alto nível de tensão, estrutura muito firme	0,5 - 2,0	10 - 5	0,66 - 0,33
XI	Rock burst "brando"	5 - 10	5 - 2,5	0,33 - 0,16
XII	Rock burst "intenso"	10 - 20	< 2,5	< 0,16
c)	Squeezing rock ; fluxo plástico de rocha incompetente sobre a influencia de altas pressões			
XIII	mild squeezing rock pressure	5 - 10		
XIV	heavy squeezing rock pressure	10 - 20		
d)	Rocha expansiva			
XV	Baixa pressão de expansão	5 - 10		
XVI	Alta pressão de expansão	10 - 15		

2.3. Teoria dos Blocos-Chave

A Teoria dos Blocos-Chave foi desenvolvida por Goodman e Shi (1985) e consiste na determinação dos blocos potencialmente instáveis formados entre os planos das escavações em rochas e as descontinuidades presentes no maciço rochoso. Uma grande vantagem desta teoria é que não é limitada somente às escavações subterrâneas, ou seja, pode ser aplicada a inúmeras obras realizadas em maciços rochosos, conforme ilustrado na Figura 2.18.

Figura 2.18 – Blocos instáveis em: (a) um arco; (b) um túnel; (c) um talude; (d) e (e) fundação de barragem (GOODMAN e SHI, 1985)

Apesar de esta teoria ser embasada por um complexo desenvolvimento topológico, cuja solução pode ser obtida com auxílio computacional, os autores propuseram também uma solução através de desenvolvimento gráfico que pode ser realizada de forma manual, representando grande vantagem quando comparados a outros métodos de análise, tais como elementos distintos.

Para apresentação do modelo gráfico os autores valeram-se da utilização de projeção estereográfica. Bastante empregada na Geologia, esta ferramenta simplifica as análises espaciais de planos geológicos representando-as no plano bidimensional através de dois

parâmetros característicos das estruturas geológicas: o ângulo de mergulho ou *dip* e a direção do ângulo de mergulho ou *dip direction*.

É importante destacar que a projeção ciclográfica do modelo dos blocos-chave, diferente do padrão utilizado na geologia estrutural, utiliza o hemisfério superior, conforme ilustrado na Figura 2.19. Logo, a região interna ao grande círculo compreende o semi-espço localizado acima do plano representado, e, a externa, o semi-espço inferior.

Figura 2.19 – Representação da projeção estereográfica no hemisfério superior

Será apresentada inicialmente uma definição dos tipos de blocos que podem se formar durante as escavações em maciços rochosos fraturados. Posteriormente, é descrita a metodologia da teoria.

Os autores classificam os blocos formados pelas discontinuidades em cinco categorias de acordo com a mobilidade ou potencial de instabilidade de cada um, os quais são apresentados na Figura 2.20. São considerados não removíveis os blocos infinitos (Bloco I) e os blocos finitos travados cujos planos de discontinuidades divergem na direção radial no

sentido externo à escavação (Bloco II). Dentre os blocos removíveis existem três tipos: o primeiro tipo (Bloco III) tende a ser considerado estável, pois as orientações das descontinuidades são favoráveis à força atuante já que o mesmo encontra-se apoiado sobre a parte inferior da escavação; o segundo tipo (Bloco IV) é considerado estável em determinadas situações ou potencialmente instável, isto é, a estabilidade depende da resistência ao cisalhamento nas regiões de descontinuidades, podendo ou não se transformar em um bloco instável; o terceiro tipo (Bloco V) consiste no *Bloco-Chave* cujas orientações das descontinuidades em relação ao plano de escavação formam um bloco instável.

Ressalta-se, entretanto, que o Bloco III pode se tornar um *Bloco-Chave* caso as tensões em campo sejam suficientes para superar o peso próprio do bloco formado, ocorrendo em maciços com elevado coeficiente de empuxo lateral (K_0) ou escavações profundas. Nestes casos a avaliação por métodos numéricos mais sofisticados é necessária inclusive para o dimensionamento da seção revestida e a Teoria dos Blocos-Chave torna-se insuficiente nas análises.

Figura 2.20 – Classificação dos blocos instáveis (GOODMAN e SHI, 1985)

São definidos também:

- a) Pirâmide de Bloco (PB): formada pelo conjunto de semi-espacos definidos pelas discontinuidades e pelo plano de escavação;
- b) Pirâmide de juntas (PJ): o conjunto de pontos comuns a todos os semi-espacos delimitados pelo plano de cada face de um bloco quando estes planos são deslocados para passar através de uma origem comum.

Baseados nas definições apresentadas, Goodman e Shi (1985) propõem dois teoremas fundamentais que definem a Teoria dos Blocos-Chave. O primeiro, denominado *Teorema da Finitude*, define se um bloco formado pelas discontinuidades e pelo plano de escavação é finito ou infinito, isto é, verifica-se a amovibilidade de um bloco. Este teorema afirma que um bloco é finito se a pirâmide de bloco é vazia e, de forma análoga, infinito caso a mesma não seja. Portanto, para um bloco ser finito é necessário que a intersecção entre a região formada entre os n planos de discontinuidades que o delimitam e a região que contenha o maciço seja nula.

O segundo, *Teorema de Mobilidade de um Bloco Finito*, avalia a mobilidade de um bloco partindo do pressuposto que o mesmo seja finito (pirâmide de bloco vazia). Assim, este outro teorema afirma que um bloco é removível se a pirâmide de bloco é vazia e a pirâmide de juntas não é vazia. Através desta análise é possível definir se há possibilidade de formação de *blocos-chave* com base nas condições geológicas e dos planos de escavação.

Na Figura 2.21 podem ser visualizados exemplos em uma representação bidimensional de um bloco formado com o plano de escavação, sendo a região superior ao plano denominada por U (*upper*) e a inferior por L (*lower*). A representação dos planos através de

projeções estereográficas ocorre de maneira similar, sendo a região superior ao plano representada pela região interna do círculo, e a inferior, a externa.

Figura 2.21 – Exemplo do Teorema da Finitude em 2 dimensões

3. APRESENTAÇÃO DA ÁREA EM ESTUDO

Neste capítulo é apresentado o local do objeto em estudo, bem como a avaliação geológica da área obtida através de análise bibliográfica e de investigações realizadas *in loco*.

3.1. Estrada de Ferro Vitória-Minas

A EFVM, inaugurada em 1904, encontra-se na região sudeste do país e liga um importante polo de extração de minério ao porto de Tubarão nos estados de Minas Gerais e Espírito Santo, respectivamente. Esta ferrovia possui cerca de 900 km de extensão e atualmente é considerada uma das principais ferrovias do país transportando cerca de 40 % de toda carga ferroviária nacional (VALE, 2012).

Ao longo dos anos a EFVM teve seu traçado original modificado, sendo que, a partir da década de 40, houve retificação da geometria da via que resultou na construção de diversos túneis. Em um momento posterior foi realizada a duplicação da ferrovia com a construção de novos túneis entre as décadas de 70 e 80 resultando na configuração do traçado atual, indicado na Figura 3.1.

Esta via possui 44 túneis, sendo que 21 destes atravessam maciços rochosos de boa qualidade e possuem trechos sem revestimento. Através da análise da documentação existente dos túneis e de visitas *in loco* foram escolhidos como objetos de estudo do presente trabalho os Túneis Monte Seco Linha 1 e Linha 2. A metodologia de análise utilizada na escolha dos túneis é apresentada no **ANEXO A**.

Figura 3.1 - Estrada de Ferro Vitória-Minas (ANTT, 2013)

3.2. Apresentação dos Túneis Monte Seco Linha 1 e Linha 2

Os Túneis Monte Seco Linha 1 e Linha 2 estão localizados no estado do Espírito Santo entre as cidades de Ibiraçu e João Neiva e distam 70 km da capital do estado, Vitória (Figura 3.2). Neste local foram construídas duas linhas simples (L1 e L2), sendo a primeira por volta da década de 40, e a segunda na década de 80. Ambas as linhas possuem cerca de 1 km de extensão e revestimento apenas nos trechos próximos aos emboques.

As escavações atravessam uma área não urbanizada e cruzam a BR 101 em dois pontos, conforme indicado na Figura 3.3. Próximo ao emboque no sentido de Ibiraçu, os túneis seguem entre a BR 101 e uma antiga rodovia desativada. No sentido João Neiva o acesso aos túneis só pode ser realizado através de estradas vicinais não asfaltadas. Também é possível verificar a diferença no revestimento dos emboques dos túneis entre a Linha 1 e a Linha 2 que foram realizados de acordo com as metodologias construtivas de cada época. No

primeiro caso (Linha 1) o revestimento ocorre com blocos, e, no segundo, em concreto armado.

Figura 3.2 – Localização da área

Figura 3.3 – Fotografias e imagem de satélite do local

Os Túneis Monte Seco L1 e L2 estão inseridos no Complexo Paraíba do Sul, o qual é composto por paragneisses, micaxistos, quartzitos e anfibolitos, conforme indicado na Figura 3.4 da carta geológica Rio Doce da CPRM.

O paragneisse, que abrange hornblenda biotita gnaiss e granada biotita gnaiss, é proveniente de um argilito que sofreu metamorfismo metassomático, isto é, sofreu alterações físico-químicas que resultaram na formação de novos minerais diferentes daqueles preexistentes. Frequentemente apresenta um espesso manto intemperizado sobreposto a rocha, formando expressivos horizontes de solo residual jovem e maduro (VIANA, 2010). Isto deve ocorrer devido à orientação dos grãos e à xistosidade, favorecendo a ação de agentes intempéricos.

Os micaxistos são rochas provenientes da metamorfização de folhelhos, compostos predominantemente por muscovita, clorita e/ou biotita em palhetas visíveis e bem orientadas, apresentando elevada xistosidade.

Figura 3.4 – Mapa geológico da área (Leite et al, 2004)

Os quartzitos e os anfibolitos são denominados rochas monominerálicas, ou seja, formadas predominantemente por um único mineral. No primeiro caso ocorre predominância do mineral quartzo; e de anfibólio, no segundo. São rochas metamórficas originadas da transformação de arenitos e basaltos, respectivamente.

Além da pesquisa bibliográfica foram realizados mapeamentos geológicos convencionais nos dias 10/07/12 e 15/08/12 nas Linhas 2 e 1, respectivamente. Os mapeamentos das escavações dependeram do apoio logístico da VALE.

Devido à Política de Segurança da empresa não é permitida a realização de serviços sobre a linha férrea na qual circulam as locomotivas. Portanto, para realização dos mapeamentos de campo nas Linhas 1 e 2 foi necessário programar com o setor logístico o desvio do fluxo de locomotivas para a linha adjacente àquela inspecionada. Consequentemente, o tempo disponível para coleta de dados em campo foi limitado.

Por esta razão os dados coletados em campo tiveram que ser otimizados a fim de viabilizar a inspeção ao longo de toda escavação. Buscou-se avaliar a maior quantidade de estruturas geológicas possíveis a partir da avaliação na inspeção visual.

Durante as inspeções foi verificado que as escavações atravessam uma região constituída predominantemente por rocha gnáissica com presença de veios pegmatíticos, conforme apresentado na Figura 3.5. Também se constatou a influência das discontinuidades presentes no maciço na conformação geométrica final das escavações e delimitando os blocos instáveis abatidos durante as inspeções de choco (Figura 3.6).

Figura 3.5 – Litotipos encontrados nos Túneis Monte Seco L1 e L2

Figura 3.6 – Influência das discontinuidades nas escavações

No mapeamento geológico na Linha 1 foram realizadas 78 medidas geológicas ao longo do túnel, onde foram verificadas três tipos principais de discontinuidades: duas famílias de fraturas e uma de foliação. A foliação apresenta atitude N15E/40SE, enquanto as fraturas F1 e F2 possuem atitude N35W/70SW e N60E/80NW, respectivamente.

Na Figura 3.7 são apresentadas as projeções estereográficas dos polos das estruturas geológicas identificadas no maciço representadas no hemisfério inferior. Adotou-se a distribuição de Fisher na representação gráfica.

Cacciari (2014) realizou escaneamento a laser da superfície escavada em um trecho da Linha 1 e obteve um levantamento preciso das principais discontinuidades. Do ponto de vista prático de Engenharia pode afirmar que não houve diferenças substanciais entre o mapeamento das estruturas por escaneamento a laser e o convencional realizado com bússola em campo. Deve-se, entretanto, ressaltar que o levantamento mais detalhado pode ser necessário em análises numéricas mais refinadas.

Figura 3.7 – Famílias de discontinuidades presentes no Túnel Monte Seco L1

Na Linha 2 foram realizadas 32 medidas geológicas onde foram verificadas 4 famílias de discontinuidades principais, sendo compostas por três daquelas existentes na L1 (Sn, F1 e F2) e uma terceira família de fraturas denominada F3, cujas projeções estereográficas são apresentadas na Figura 3.8. Nesta escavação a foliação apresentou-se com atitude N-S/55E. As fraturas F1, F2 e F3 apresentaram atitudes N3W/50NW, N85W/80NE e N70E/75SE, respectivamente. Sabe-se que as famílias F2 e F3 mapeadas podem se tratar de

um mesmo grupo de descontinuidades cuja direção do mergulho ora cai para norte ora para sul. Esta variação pode influenciar na formação de blocos instáveis ao longo da escavação, e, por esse motivo, foram consideradas como duas famílias distintas.

Cabe ressaltar que as atitudes obtidas para as fraturas, tanto na Linha 1 como na Linha 2, são condizentes com as apresentadas na Carta Geológica Rio Doce da CPRM, ilustrada na Figura 3.4.

Figura 3.8 – Famílias de descontinuidades presentes no Túnel Monte Seco L2

Durante as inspeções em campo foram identificados trechos com densidades médias de fraturas distintas ao longo da escavação, conforme apresentado na Figura 3.9 e na Figura 3.10. Não foi possível verificar preenchimento entre as fraturas devido a pouca iluminação do túnel e a camada de fuligem produzida pelas locomotivas a diesel que cobria a rocha exposta. Notou-se, contudo, que não foram detectados pontos de infiltração com presença de fluxo ao longo da escavação, com exceção no trecho inicial da Linha 2 próximo ao emboque no sentido Ibiraçu. Este fato pode indicar baixa persistência das descontinuidades, já que, mesmo atualmente, é pouco usual o tratamento para controle de vazão em maciços fraturados, tais como injeções de calda de cimento.

Figura 3.9 – Identificação em planta das seções geológicas distintas identificadas na inspeção

Figura 3.10 - Seções geológicas distintas identificadas na inspeção

3.2.1. Investigação Geotécnica

O processo de investigação geotécnica teve início em julho de 2012 com a delimitação da área de levantamento planialtimétrico cadastral com inclusão dos traçados das vias L1 e L2 em planta. Devido ao relevo acidentado na região e às geometrias não lineares das escavações foi necessário levantar cerca de 20 hectares para cobrir a área em estudo. Contudo, em razão de alguns contratempos, não foi possível realizar a locação das duas linhas em planta, sendo finalizado apenas daquela mais antiga, denominada L1. O traçado da L2 foi estimado com base em imagens de satélite e visitas ao local, conforme indicado na Figura 3.11.

Dados os recursos disponíveis e os elevados custos de execução de sondagens rotativas foram propostos três furos para reconhecimento do subsolo. Optou-se por concentrar a investigação no trecho onde os túneis encontravam-se mais próximos à superfície, cuja locação é apresentada na Figura 3.11.

A locação dos furos se justifica por motivos técnicos e financeiros. Isto porque as inspeções de campo identificaram um maciço geologicamente homogêneo ao longo das escavações composto basicamente por gnaiss e veios pegmatíticos com zonas de maior ou menor densidade de fraturamento. As atitudes destas discontinuidades apresentaram pouca variação no trecho analisado. Além disso, nestes pontos os acessos da sonda aos locais eram facilitados, e o custo total minorado.

O mapeamento geológico prévio também norteou a inclinação e direção dos furos de sondagem, pois os planos de fratura F₂ e F₃, indicados Figura 3.8 (a), apresentam mergulhos sub-verticais com direções voltada ora para norte e ora para sul. Foi então proposta a execução de sondagens com inclinação de 15° na direção norte (SR-01 e SR-02) e 15° na direção sul (SR-03) com intuito de amostrar o maior número de discontinuidades possíveis,

inclusive aquelas com mergulho vertical. A inclinação máxima dos furos de sondagem foi limitada em função do custo do serviço, haja vista que em sondagem com maior inclinação há um desgaste maior do equipamento e, por consequência, majoração dos custos.

A distância entre os furos de sondagem e o traçado estimado do Túnel Monte Seco L2 foi estabelecida em 50 m visando minimizar possíveis interferências dos serviços propostos com as estruturas enterradas. Lembra-se, ainda, sobre a incerteza do traçado da Linha 2.

A medida de segurança foi adotada porque não é raro o aprisionamento do barrilete durante a execução das sondagens e nestes casos são aplicados golpes na haste para soltá-la. Este procedimento, no entendimento da equipe de segurança, poderia simular a execução de Bate-Choco e ocasionar incidentes na via, uma vez que a circulação de locomotivas não seria interrompida durante a execução das sondagens.

Na Figura 3.11 é apresentado o levantamento topográfico com a locação dos furos de sondagem e os traçados estimados das Linhas 1 e 2.

Figura 3.11 – Levantamento topográfico e locação das sondagens

3.2.2.1. Sondagens Rotativas Orientadas

Para a execução das sondagens foram obedecidas as recomendações propostas por Iyomassa (1999) e Deere e Deere (1989), sendo inicialmente realizada limpeza da área de trabalho para a execução das operações sem quaisquer interferências (Figuras 3.11 a 3.14). Os avanços foram realizados em conformidade com a característica da rocha local; as manobras não excederam 3,0 m e foi utilizado um barrilete tipo duplo-livre para maximizar a qualidade da rocha amostrada.

Na Figura 3.16 é ilustrado o processo de orientação das amostras, o qual é realizado quando há necessidade de se obter a direção e o mergulho originais dos planos de descontinuidade contido ao longo do testemunho. Neste processo realizaram inicialmente marcações nas hastes e nos furos de sondagem de forma que o facão fosse instalado no fundo do furo e orientado no sentido do norte magnético. Em seguida é realizada a marcação na rocha através de um golpe com marreta no topo da haste, sendo posteriormente recolhida a haste e dando prosseguimento à sondagem rotativa convencional.

a) Limpeza da área

b) Execução da SR-01

Figura 3.12 – Sondagem SR-01

a) Limpeza da área

b) Execução da SR-02

Figura 3.13 – Sondagem SR-02

a) Limpeza da área

b) Execução da SR-03

Figura 3.14 – Sondagem SR-03

a) Comprimento máximo da manobra

b) Barrilete duplo-livre

Figura 3.15 – Comprimento da manobra e equipamento utilizado

a) Orientação das hastes

b) Orientação do furo

c) Instalação das hastes

d) Marcação da amostra

e) Facção de orientação

f) Amostra orientada

Figura 3.16 – Procedimento de orientação dos furos de sondagens

3.2.2.1.1. Testemunhos

A sondagem SR-01 foi realizada com inclinação de 15° para norte e indicou uma camada de solo que se estende até 30,65 m de profundidade, seguida por 1,5 m de rocha alterada e rocha sã fraturada, conforme apresentado na Figura 3.17. No trecho em rocha sã notou-se certa descoloração dos minerais, entretanto, não foram identificados perda de coesão ou outro tipo de alteração e, portanto, foram classificadas como sãs. O nível d'água foi identificado a 19,93 m de profundidade.

Figura 3.17 – Testemunhos da sondagem SR-01

A sondagem SR-02 foi realizada com inclinação de 15° para norte e amostrou uma região menos fraturada do maciço, a qual pode ser notada nos testemunhos da Figura 3.18. O topo rochoso foi atingido com 30,50 m de profundidade, não apresentando trecho em rocha alterada como o primeiro furo ou, pelo menos, não houve recuperação deste material. O nível d'água foi identificado a 1,55 m de profundidade.

Figura 3.18 – Testemunhos da sondagem SR-02

A sondagem SR-03 foi realizada com inclinação de 15° para sul e indicou um trecho de rocha alterada entre 21,5 e 22,5 m de profundidade, seguida de rocha sã com fraturas e intercalações de pegmatito, conforme indicado na Figura 3.19. Notou-se que as fraturas presentes nas três sondagens encontravam-se abertas e sem preenchimento de material argiloso. O nível d'água foi identificado a 0,53 m de profundidade.

Figura 3.19 – Testemunhos da sondagem SR-03

É apresentado na Tabela 3.1 um resumo com o comprimento das sondagens rotativas executadas. Uma classificação mais detalhada da distribuição e condições das discontinuidades é apresentada no Capítulo 5.

Tabela 3.1 – Comprimento das sondagens executadas

Furo	Comprimento (m)		
	Solo	Rocha	Total
SR-01	30,65	9,40	40,05
SR-02	30,50	11,83	42,33
SR-03	21,50	10,65	32,15

As Tabelas 3.2 a 3.3 apresentam o índice de qualidade da rocha das sondagem SR-01 a SR-03 feitas conforme a descrição de Deere e Deere, 1989.

Tabela 3.2 – Índice de qualidade da rocha da sondagem SR-01

Sondagem	Profundidade	RQD	Qualidade da Rocha
SR-01	30,65 – 32,15	48,7	Pobre
	32,15 – 33,75	68,8	Razoável
	33,75 – 36,25	74,0	Razoável
	36,25 – 36,90	100,0	Excelente
	36,90 – 40,05	95,6	Excelente

Tabela 3.3 – Índice de qualidade da rocha da sondagem SR-02

Sondagem	Profundidade	RQD	Qualidade da Rocha
SR-02	30,50 – 31,45	57,9	Razoável
	31,45 – 34,45	91,1	Excelente
	34,45 – 37,50	97,7	Excelente
	37,50 – 39,93	100,0	Excelente
	39,93 – 42,33	95,4	Excelente

Tabela 3.4 – Índice de qualidade da rocha da sondagem SR-03

Sondagem	Profundidade	RQD	Qualidade da Rocha
SR-03	21,50 – 22,10	58,3	Razoável
	22,10– 25,10	66,3	Razoável
	25,10 – 28,20	100,0	Excelente
	28,20 – 31,20	99,0	Excelente

Na Figura 3.20 são representadas as projeções estereográficas dos polos medidos nas estruturas identificadas nos testemunhos. Pode-se verificar concordância com os valores medidos em campo nas escavações.

Na Figura 3.21 é apresentado um detalhamento da área investigada com a locação das seções analisadas. O perfil geotécnico obtido através das sondagens rotativas é apresentado Figura 3.22 (a), e na (b) o perfil estimado com base em dados de campo e do levantamento topográfico.

Figura 3.20 – Projeções estereográficas das estruturas identificadas nos testemunhos de sondagem. a) SR01 b) SR-02 c) SR-03.

Figura 3.21 – Detalhamento da área investigada

Figura 3.22 – Perfis geológicos obtidos

3.2.2.1. Imageamento Elétrico

Pereira (2013) e Cacciari (2014) realizaram investigação de campo complementar utilizando o método geofísico de resistividade elétrica com arranjo dipolo-dipolo para mapear o topo rochoso da área em estudo e verificar a possibilidade de identificar regiões mais fraturadas do maciço.

A sondagem geofísica poderia otimizar a escolha dos locais de sondagem rotativa caso fosse realizada antes, minimizando os perfis com maior profundidade de solo e amostrado as regiões com presença de rocha mais intemperizada ou cujas densidades de descontinuidades encontravam-se mais intensas próximas às escavações. Entretanto, contratempos e processos burocráticos de licitação e contratação de serviços alteraram a ordem inicial do cronograma proposto. Em suas análises os autores valeram-se da topografia e sondagens realizadas no presente trabalho para correlação dos valores medidos.

No caminhamento elétrico os eletrodos são dispostos em linha, como apresentado na Figura 3.23, e através da aplicação de uma diferença de potencial elétrico pode-se calcular a resistividade dos materiais que compõem o subsolo. Neste tipo de ensaio a profundidade da investigação aumenta conforme se incrementa a distância entre os eletrodos, sendo que, a partir de determinado ponto, o ruído sobrepõe-se à leitura e inviabiliza a análise.

Na Figura 3.24 são apresentadas as seções investigadas em campo.

Figura 3.23 – Caminhamento elétrico com arranjo dipolo-dipolo (GALLAS, 2000)

Figura 3.24 – Mapa topográfico do trecho inicial do túnel Monte Seco com as linhas (1 a 8) representando as seções geofísicas
(CACCIARI, 2014 modificado)

Na Figura 3.25 é apresentado o resultado obtido na investigação geofísica por Cacciari (2014) para o Perfil A-A'. A seção foi realizada para correlação entre os valores de resistividade obtidos em campo e os testemunhos obtidos nas sondagens rotativas. Nota-se que o topo rochoso corresponde ao trecho no qual há uma variação repentina nos valores de resistividade com uma mudança de aproximadamente 1000 Ohm.m. O trecho com rocha alterada também é identificado na análise.

Figura 3.25 – Comparação entre a seção interpretada pelas sondagens (A-A) e a seção geoeletrica da linha 1 (CACCIARI, 2014).

Após a definição dos valores padrão de resistividade dos materiais foram elaboradas outras seções para definição do topo rochoso. A Figura 3.26 apresenta as interpretações do resultado da resistividade elétrica das demais seções realizadas por Cacciari (2014) e Pereira (2013), sendo que as linhas sólidas indicam a interpretação do topo rochoso, e as pontilhadas, prováveis zonas alteradas e/ou fraturadas (indicadas pelas letras A, B e C). A locação das seções é apresentada na planta da Figura 3.24.

Figura 3.26 – Seções geolétricas das linhas 2 a 5.
(CACCIARI, 2014)

Na Figura 3.27 é apresentado o resultado obtido por Pereira (2013) através das interpolações entre seções. Sabe-se, entretanto, que as seções D e F cruzam as duas linhas em trechos não revestidos, ou seja, nestas seções os túneis foram escavados sob o topo rochoso. Pode-se inferir, portanto, que nestas seções o maciço encontra-se mais fraturado e, por isso, foi equivocadamente classificado como solo.

Todavia, há de se ressaltar o mérito do trabalho em classificar zonas mais fraturadas daquelas outras sãs e a definição dos topos rochosos em relação às escavações. A avaliação é importante, pois corrobora a avaliação realizada sobre a estabilidade global das escavações e que o problema com quedas de blocos instáveis é pontual ao longo da escavação não representando, a priori, problema generalizado às vias.

Figura 3.27 – Perfis obtidos através da sondagem geofísica (PEREIRA, 2013)

4. CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA

Neste capítulo é apresentada a caracterização do problema nos Túneis Monte Seco L1 e L2, bem como o levantamento de alguns procedimentos de manutenção em túneis, o processo de instabilidade proposto e a Teoria dos Blocos-Chave aplicada às estruturas geológicas das escavações dos túneis em estudo.

4.1. Inspeção e manutenção de túneis

Com o envelhecimento das estruturas e suportes de túneis antigos tem-se notado uma crescente preocupação com procedimentos de manutenção e recuperação destas obras enterradas. Segundo Richards (1998), só na Alemanha existem 491 túneis ferroviários que foram construídos entre 1840 e 1940. No Brasil, segundo registros de Silva Teles (2006), os túneis mais antigos datam de 1860 e foram construídos na Estrada de Ferro Dom Pedro II na Serra do Mar no estado do Rio de Janeiro. Já os túneis mais antigos da EFVM encontram-se em operação desde a década de 40.

Apesar de bastante antigas, muitas destas obras ainda se encontram em operação e algumas já apresentam sinais de deterioração, sendo necessárias manutenções para evitar possíveis acidentes ou transtornos às operações.

De acordo com Richards (1998), os principais motivos que norteiam os estudos focados no planejamento da manutenção e recuperação de estruturas enterradas são:

- I) Apesar da possibilidade dos custos de manutenção em túneis antigos apresentar cifras significativas, a interrupção no uso destas estruturas pode gerar prejuízos

ainda maiores que muitas vezes são difíceis de serem estimados. Como exemplos citam-se os casos da logística de transportes e operação em túneis ferroviários, dos túneis hidráulicos de abastecimento e geração de energia, etc;

II) Envelhecimento das estruturas de suporte e até alteração do material escavado, assunto que será abordado adiante. Acrescenta-se ainda o sub-dimensionamento da capacidade de operação, pois, apesar dos engenheiros projetarem um possível crescimento da demanda ao longo da vida útil da estrutura, é difícil prever sua solicitação 5 ou até 10 décadas após a implantação;

III) A evolução da tecnologia e dos materiais de construção e suporte de túneis, visto que os primeiros túneis eram revestidos com alvenaria. Posteriormente, foram utilizados suportes metálicos, e, atualmente, segmentos pré-moldados de concreto e concreto projetado reforçado com fibra.

Na literatura existem inúmeros trabalhos com foco na manutenção e reabilitação de escavações subterrâneas. Contudo, há predominância de trabalhos em túneis revestidos, como exemplos podem ser citados: a metodologia de inspeção e manutenção utilizada nos túneis ferroviários japoneses (ASAKURA E KOJIMA, 2003); o manual norte-americano de reabilitação e manutenção de túneis rodoviários e ferroviários (US DEPART. TRANSPORTATION, 2004); a metodologia aplicada ao metrô de Brasília (LEMOS, 2005); a importância do planejamento de manutenções preventivas na vida útil de túneis (AMBERG et al, 2012), entre outros.

Estudos publicados sobre manutenção e problemas em túneis não revestidos escavados em maciços rochosos são, em contrapartida, pouco frequentes. Alguns destes estudos têm mostrado que, ao contrário do consenso comum, existe a possibilidade de degradação das escavações em rocha após algumas décadas em operação, intervalo de tempo considerado desprezível na escala geológica.

Danciger e Totis (1971) relataram três casos de obra, dois dos quais vieram posteriormente a apresentar problemas com instabilidade de blocos em um importante anel rodoviário na cidade do Rio de Janeiro construídos entre as décadas de 60 e 70, a saber: Túnel Dois Irmãos, Túnel São Conrado e Túnel Joá.

Segundo os autores, os Túneis Joá e São Conrado foram escavados em gnaisses leptiníticos e facoidais sãos, respectivamente, e, portanto, não houve necessidade de revestir as escavações na época da construção. Entretanto, entre 1995 e 2001, houve ocorrências de quedas de blocos de tamanhos variados no Túnel Joá que motivaram intervenção no local.

Estudos iniciais, conforme relatados por Amaral et al (2002), indicaram haver influência do tempo de auto-sustentação (*stand up time*) e de alterações intempéricas nos planos de fratura naturais e naqueles induzidos pelo fogo. Posteriormente, estes mesmos autores descobriram a presença de um material de alteração hidrotermal e alto grau de fraturamento que inviabilizariam a decisão de manter determinados trechos sem revestimento.

Entre 2002 e 2006, o Túnel São Conrado também apresentou problemas com instabilidade de blocos devido à presença de materiais de alteração hidrotermal na região das fraturas, conforme estudo apresentado por Amaral et al (2008). Em ambos os casos os autores não optaram por revestir os túneis após a manutenção, sendo os blocos instáveis com volume inferior a 0,5 m³ removidos pelo *Bate-Choco* e os maiores foram estabilizados com tirantes. O procedimento de *Bate-Choco* é explicado com maior detalhe no **Anexo A**.

Assim como às ocorrências mencionadas nos túneis rodoviários do Rio de Janeiro, citam-se os túneis ferroviários não revestidos da EFVM, inclusive os Túneis Monte Seco L1 e L2. Estas escavações têm apresentado problemas com quedas de blocos após várias décadas em operação e necessitam de estudo para melhor compreensão do problema.

Uma característica comum às ocorrências verificada durante as inspeções em grande parte dos blocos formados ao longo dos túneis da EFVM é a delimitação pelas famílias de

descontinuidades presentes no maciço. Na Figura 4.1 é possível visualizar um bloco com cerca de 1,5 m³ que foi abatido do teto do Túnel Naque (EFVM) durante um serviço de *Bate-Choco*. No caso apresentado o bloco instável foi delimitado por um plano de fratura e pela foliação do gnaiss.

Cacciari et al (2013) verificaram que a ocorrência de blocos instáveis nos túneis Monte Seco L1 e L2 localizam-se principalmente nas paredes laterais próximas à abóboda. Nestes casos a queda repentina pode ocasionar incidentes ou até acidentes durante a operação.

Para compreensão do problema far-se-á uso da Teoria dos Blocos-Chave apresentada no Capítulo 2.

Figura 4.1 – Abatimento de bloco instável no Túnel Naque

4.2. Mecanismo de instabilização nos Túneis Monte Seco L1 e L2

Os conceitos da Teoria dos Blocos-Chave foram aplicados às famílias de descontinuidades encontradas nos Túneis Monte Seco L1 e L2 para identificar os possíveis blocos instáveis formados pelas escavações. Os blocos delimitados pelas descontinuidades foram identificados com os números “0” e “1” de acordo com a posição relativa (acima ou abaixo) dos planos de descontinuidades, respectivamente. Conforme apresentado no Capítulo

2, a área interna ao círculo representa a região acima da descontinuidade representada, e a área externa, a região inferior.

As três descontinuidades encontradas na linha L1, indicadas na Tabela 4.1, podem formar blocos instáveis tanto nas paredes como no teto ao longo de toda a escavação, conforme demonstrado na Figura 4.2.

O círculo tracejado representa o círculo de referência da projeção estereográfica, o qual coincide com a representação do plano de escavação no teto. As linhas tracejadas no interior do círculo representam as paredes e a variação do eixo ao longo da escavação. As pirâmides de juntas são identificadas nas regiões hachuradas definidas pelas descontinuidades identificadas na escavação.

Neste túnel o bloco *011* é formado na parede esquerda, o bloco *100* é formado na parede direita e o bloco *111* é formado no teto do túnel, pois:

- a) Pirâmide de bloco representada pela intersecção das áreas hachuradas com os respectivos planos analisados é vazia;
- b) Pirâmide de Juntas representadas pelas hachuras não é vazia.

Tabela 4.1 – Planos no Túnel Monte Seco L1

	Planos	Mergulho (°)	Direção de Mergulho (°)
Descontinuidades	Sn	40	105
	F1	70	235
	F2	80	330
Plano de Escavação	Teto	0	0
	Parede Esquerda	90	19
	Parede Direita	90	74

Figura 4.2 – Blocos formados na Linha 1

Os planos de descontinuidades mapeados na L2 são indicados na Tabela 4.2. Nesta linha também há possibilidade de formação de blocos ao longo das paredes e do teto da escavação, conforme ilustra a Figura 4.3. Os blocos *0111* e *1111* são formados no teto, os blocos *0100* e *0111* são formados ao longo da parede esquerda e os blocos *1000* e *1011* são formados ao longo da parede direita.

Tabela 4.2 – Planos no Túnel Monte Seco L2

	Planos	Mergulho (°)	Direção de Mergulho (°)
Descontinuidades	Sn	55	90
	F1	50	273
	F2	80	5
	F3	75	160
Plano de Escavação	Teto	0	0
	Parede Esquerda	90	19
	Parede Direita	90	74

Figura 4.3 – Blocos formados na Linha 2

As análises dos estereogramas confirmaram as hipóteses verificadas em campo e reafirmam a possibilidade de formação dos blocos instáveis delimitados pelas discontinuidades e exemplificado na Figura 4.1.

Na Figura 4.4 é apresentado o modelo simplificado de instabilidade proposto com a representação de duas discontinuidades mapeadas nos Túneis Monte Seco (F1 e Sn). As fraturas F2 e F3 apresentam direções praticamente paralelas à seção do túnel e, portanto, não foram representadas.

Neste modelo o processo de instabilidade em longo prazo dos *blocos-chave* ocorre pela ruptura à tração no plano da foliação em decorrência da perda de resistência por alteração/intemperismo dos minerais e as demais fraturas são consideradas abertas. Os *blocos-chave* formados apenas pelas famílias de fraturas foram possivelmente removidos na época da construção e, por isso, definiram a geometria do perímetro escavado, conforme apresentado no Capítulo 3.

Estudos realizados por Monticeli et al (2014) indicaram a presença de cordierita nas amostras de rocha das escavações das Linhas L1 e L2. Este mineral pode sofrer alterações e gerar argilominerais expansivos que, ao longo do tempo, poderia explicar o mecanismo de

instabilização proposto.

Tuncay (2009) admitiu um comportamento similar nas quedas de blocos em obras antigas escavadas em calcário na região da Capadócia/Turquia. De acordo com o autor, o motivo das rupturas é resultado da redução da resistência da rocha ao longo do tempo, o qual pode ser estimado através de ensaios convencionais de laboratório e monitoramento com emissão acústica.

Os ensaios com material da Capadócia indicaram que a resistência a longo prazo para aquele tipo de rocha varia entre 15 – 30 % da resistência de pico da rocha sã. O valor é coerente para justificar o processo de ruptura ocorrido, contudo, o artigo não deixou claro a definição de como foram obtidos os valores para início de fratura (*crack initiation*).

Nos capítulos 5 e 6 são discutidos os ensaios realizados para obtenção de parâmetros de resistência e as avaliações dos fatores de segurança dos *blocos-chave* para o modelo de instabilidade proposto, respectivamente.

Figura 4.4 – Bloco-chave definido pelas descontinuidades

5. ENSAIOS EM LABORATÓRIO E IN SITU

Neste capítulo são apresentados os ensaios *in situ* e laboratoriais realizados para caracterização dos parâmetros geotécnicos da rocha intacta e do maciço rochoso em estudo. O equipamento utilizado no ensaio *in situ* foi cedido pelo Laboratório de Microestrutura do Departamento de Construção Civil da Escola Politécnica da USP (POLI/USP).

Os ensaios laboratoriais realizados com prensa mecânica apresentados neste capítulo, bem como a extração e preparação das amostras, foram realizados no Laboratório de Mecânica das Rochas da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC/USP).

5.1. Ensaios em Laboratório

A pesquisa adotou três tipos de ensaios laboratoriais para obtenção dos parâmetros de resistência e deformabilidade, a saber: Ensaio de Compressão Uniaxial com medida de deslocamentos (ECU), Ensaio de Compressão Diametral (ECD) e Tilt Test (TT). Os ECUs e ECDs foram necessários na obtenção de parâmetros de resistência à compressão e à tração, respectivamente, além de módulos de deformabilidade da rocha intacta. O TT foi proposto para estimar o parâmetro JRC no modelo de Barton-Bandis na resistência entre as descontinuidades do maciço rochoso.

As amostras utilizadas nos ensaios são apresentadas na Figura 5.1. Parte das amostras foi obtidas dos testemunhos de sondagens e parte dos blocos instáveis abatidos no interior dos túneis durante as inspeções de choco realizadas por Toniolo-Busnello (2011).

A fim de avaliar a influência da direção da foliação no comportamento da resistência e da deformabilidade das rochas em estudo optou-se por extrair corpos de prova com

orientações pré-definidas. Desta forma foi possível verificar o efeito da orientação das descontinuidades da foliação do gnaiss no comportamento mecânico da rocha.

Figura 5.1 – Amostras utilizadas nos ensaios laboratoriais

Em virtude do formato bastante irregular dos blocos abatidos foi necessário adaptar a técnica utilizada rotineiramente no Laboratório de Mecânica das Rochas da EESC/USP. A metodologia existente extraia somente amostras verticais em blocos de rocha com formatos cúbicos e o procedimento não era aplicável às amostras do Bate-Choco devido aos formatos irregulares dos blocos. Para amostragem dos corpos de prova foram selecionados alguns blocos com geometria favorável. Após o alinhamento da foliação com o eixo da perfuratriz, os blocos foram fixados a um bloco cúbico de forma a garantir a indeslocabilidade durante a perfuração da sonda. O processo de extração das amostras é apresentado na Figura 5.2.

Figura 5.2 – Extração de amostras dos blocos abatidos

5.1.1. Ensaio de Compressão Simples com medida de deformações

Os ensaios de compressão simples seguiram as recomendações propostas pela ISRM (1976), adotando diâmetro das amostras de 54 mm e relação H/D igual a dois. Ao total foram realizados 15 ensaios variando os ângulos entre a foliação e a direção de carregamento para avaliar a influência das descontinuidades na resistência da rocha e, por correlações, do maciço rochoso escavado. As variações dos ensaios realizados são apresentadas na Figura 5.3.

Figura 5.3 – Tipos de Ensaios de Compressão Uniaxial realizados

Durante a confecção das amostras notou-se que alguns corpos de prova apresentaram porções com alteração na coloração. Todavia, não foi identificada desagregação dos minerais constituintes. É importante ressaltar que a presença de rocha levemente alterada nas amostras foi detectada em porções no interior dos blocos abatidos, ou seja, distantes dos planos de ruptura que delimitaram a geometria dos blocos instáveis. Este fato indica a persistência de fissuras indetectáveis na inspeção visual e provável influência do processo de alteração da rocha na formação e queda de blocos instáveis.

Os ensaios ECU com medida de deformação foram realizados com *strain gages* instalados nos corpos de prova. Optou-se por não realizar o carregamento até a ruptura com as amostras instrumentadas, uma vez que o tipo de rocha ensaiada apresenta comportamento frágil e ruptura violenta, a qual poderia causar danos aos instrumentos.

Como o intuito era obtenção dos parâmetros de deformação elástica da rocha foram realizados ensaios com carregamento dos corpos de prova de 40% a 50% da carga de ruptura monitorando os deslocamentos axiais e radiais. Posteriormente, foi realizado descarregamento e remoção dos strain-gages, seguido com ciclo de carregamento até a ruptura. Sabe-se que não houve formação de novas fissuras no primeiro ciclo, e, conseqüentemente, não houve alteração na resistência final das amostras porque os carregamentos ocorreram na fase elástica e esta é bastante inferior à resistência última do material (HAKALA et al, 2007).

A metodologia adotada permitiu obter o módulo de elasticidade médio da rocha, isto é, o coeficiente angular do trecho linear da curva tensão x deformação e a resistência à compressão dos n corpos de prova ensaiados, conforme prescrito na ISRM (1979). Estes parâmetros serão utilizados em estudos complementares com modelagem numérica das escavações do Projeto TUNELCON.

Para definição da carga limite nas amostras instrumentadas foram realizados ensaios piloto em algumas amostras a fim de se estimar a carga de ruptura e, por conseguinte, o limite do carregamento do primeiro ciclo nas amostras instrumentadas. Foram selecionadas as amostras íntegras e sem presença de alteração para realizar os ensaios instrumentados.

Devido às características intrínsecas das rochas, tais como, mineralogia, orientação dos grãos e outros, torna-se bastante complexo prever zonas potenciais de falha em amostras sob tensão. Entretanto, Basu et al (2009) observaram correlação entre o grau de intemperismo da rocha e a forma de ruptura do corpo de prova ensaiado, assim como outro estudo realizado por Gupta e Rao (2000). Segundo estes autores, amostras íntegras (grãos intactos e sem

descoloração) rompem fragmentando o corpo de prova em várias partes, já as amostras alteradas rompem segundo planos preferenciais de cisalhamento.

Na Figura 5.4 são apresentados os tipos principais de ruptura obtidos nos ensaios realizados nas amostras do Túnel Monte Seco L1 e L2, nos quais se verificaram comportamentos semelhantes àqueles descritos pelos autores. Os modos de falha tipo “a” e tipo “b” ocorreram predominantemente para aquelas amostras que se apresentavam mais íntegras na avaliação visual. Os tipos “c” e “d” foram identificados nas amostras que continham certo grau de alteração da rocha (descoloração e/ou redução do brilho vítreo).

Figura 5.4 – Principais modos de falha das amostras

- a) Ruptura violenta sem recuperação b) Ruptura em vários planos com recuperação c) Ruptura por um plano preferencial d) Ruptura ao longo de dois planos preferenciais

Na Tabela 5.1 é apresentado o resumo dos resultados obtidos nos ensaios de compressão simples. Nota-se que não foi verificada forte influência da orientação da foliação na resistência de ruptura a compressão uniaxial das amostras de gnaisses. Contudo, foi identificada drástica redução na resistência em corpos de prova com presença de minerais alterados ou de trincas quando comparados com as amostras sãs.

Nos corpos de prova estudados neste trabalho a redução da resistência devido à deterioração da rocha chegou a ordem de 50%. Verificou-se também que a ordem de grandeza da resistência das amostras de pegmatito são encontrava-se próxima daquela com gnaiss levemente alterado. Este resultado explica, em parte, a presença de grande quantidade de pegmatito nos blocos abatidos no interior das escavações durante a realização dos bate-choco, já que representam uma região preferencial de ruptura, assim como nas descontinuidades formadas pelas foliações.

Na Figura 5.5 são apresentadas as alterações identificadas nas amostras ensaiadas. É possível notar alterações físico-químicas presentes nos CPs 3-1 e 3-2, as quais se encontravam no interior dos blocos abatidos. Estas amostras indicam a presença de alteração de minerais em regiões circunvizinhas às escavações, mas não diretamente expostas na superfície ou através de fraturas abertas.

A Figura 5.6 apresenta a variação da resistência das amostras em função da densidade do CP. Nota-se a tendência concordante de aumento da resistência em função do aumento de densidade que pode ser influenciado pela presença de alteração na rocha.

Na Figura 5.7 são apresentados os valores de resistência a compressão em relação ao ângulo do ensaio. Nas amostras analisadas não verificou-se forte influência da foliação no ensaio de compressão simples.

A análise dos resultados deste tipo de ensaio permite evidenciar a importância da evolução dos Métodos Empíricos de Projeto apresentados na revisão bibliográfica, pois os modelos mais recentes/usuais tornaram quantificáveis os parâmetros das escavações subterrâneas que antes eram apenas subjetivos, como o parâmetro de resistência a compressão da rocha. No caso apresentado, a alteração identificada pela coloração dos minerais foi responsável por redução da resistência à compressão em cerca de 50%.

As curvas com os resultados dos ensaios são apresentados no **ANEXO C**.

Tabela 5.1 – Tabela-resumo dos ensaios de compressão simples

Ensaio	CP	D (cm)				H (cm)				Peso (g)	Carga Ruptura (kN)	σ_c (MPa)	$\sigma_{c_médio}$ (MPa)	Observação
		1	2	3	Médio	1	2	3	Médio					
Gnaisse $\alpha = 0^\circ$	1-1	5,50	5,52	5,52	5,51	12,23	12,22	12,22	12,22	783,20	418,7	175,4		
	1-2	5,50	5,49	5,50	5,50	12,23	12,22	12,22	12,22	798,30	363,1	153,0		
	1-3	5,51	5,49	5,51	5,50	12,19	12,19	12,26	12,21	799,40	455,5	191,5	121,1	
	1-4	5,53	5,50	5,52	5,52	12,20	12,21	12,20	12,20	782,40	210,7	88,1		*CP com Fratura
	1-5	5,52	5,51	5,53	5,52	12,22	12,22	12,22	12,22	778,70	283,8	118,6		*CP com Fratura
Gnaisse $\alpha = 35^\circ$	2-1	5,40	5,41	5,41	5,41	12,19	12,19	12,20	12,19	764,90	284,7	124,0		
	2-2	5,40	5,41	5,40	5,40	12,20	12,21	12,20	12,20	767,20	427,2	186,3		
	2-3	5,40	5,41	5,40	5,40	12,28	12,27	12,27	12,27	757,40	388,4	169,4	159,2	
	2-4	5,41	5,42	5,40	5,41	12,29	12,27	12,27	12,28	765,20	361,5	157,3		
Gnaisse $\alpha = 90^\circ$	3-1	5,51	5,50	5,49	5,50	12,21	12,22	12,21	12,21	818,30	247,7	104,3		*Presença de Rocha alterada
	3-2	5,48	5,48	5,48	5,48	12,27	12,28	12,27	12,27	803,20	249,7	105,9	138,8	*Presença de Rocha alterada
	3-3	5,45	5,46	5,46	5,46	12,21	12,19	12,19	12,20	771,20	482,6	206,4		
Pegmatito	4-1	5,48	5,48	5,48	5,48	12,20	12,19	12,20	12,20	754,80	220,9	93,7		
	4-2	5,48	5,48	5,48	5,48	12,20	12,19	12,19	12,19	762,80	201,6	85,5	84,6	
	4-3	5,41	5,41	5,41	5,41	12,20	12,20	12,20	12,20	735,00	171,7	74,7		

Onde:

Figura 5.5 – Fraturas e alterações nas amostras ensaiadas

Figura 5.6 – Resultado dos Ensaios de Compressão Simples

Figura 5.7 – Variação da resistência em função do ângulo com a foliação

5.1.2. Ensaio de Compressão Diametral

O Ensaio de Compressão Diametral foi realizado para verificar a influência da direção da foliação na resistência à tração da rocha e avaliar a hipótese de ruptura preferencial pela foliação, conforme modo de falha proposto no Capítulo 4. Acredita-se que uma possível degradação, mesmo que incipiente, no plano da foliação do gnaiss possa ocasionar o processo de queda dos blocos instáveis apresentado nos Túneis Monte Seco L1 e L2.

Os ensaios foram realizados em planos de carregamento inclinados a 0° , 30° , 45° , 60° e 90° em relação à foliação. Foram utilizados mordentes curvos autocentralizadores para reduzir a dispersão nos ensaios, conforme especificado por Nunes (2006). Após a definição dos planos de sollicitação foram realizadas marcações nos mordentes para ajuste das amostras antes do ensaio, apresentado na Figura 5.8.

Figura 5.8 – Marcações nos mordentes e definição dos planos de sollicitação

Ao total foram realizados 29 ensaios, sendo 25 corpos de prova em gnaiss e 4 em pegmatito. As amostras ensaiadas são apresentadas na Figura 5.9. Com auxílio da prensa

servo-controlada obedeceram-se as recomendações de carregamento propostas na ISRM (1978).

Figura 5.9 – Discos do Ensaio de Compressão Diametral

Os ensaios comprovaram que, diferente do comportamento à compressão, a resistência à tração na região do alinhamento das discontinuidades é inferior quando comparada a outras situações. Ao se comparar duas situações extremas, uma com alinhamento paralelo e outra perpendicular ao carregamento, nota-se um acréscimo da ordem de 100% no valor da resistência.

O resumo com os resultados dos ensaios é apresentado no gráfico da Figura 5.10 e as curvas tensão x deslocamento de cada ensaio são apresentadas no **Anexo D**.

Figura 5.10 – Resultado dos ensaios à tração

Em algumas amostras notou-se a majoração de microfissuras paralelas ao plano de foliação que não se encontraram visíveis antes dos ensaios. Estas fissuras surgiram em algumas amostras independentemente das direções de carregamentos realizadas, conforme apresentado na Figura 5.11.

Este resultado demonstra que, devido à anisotropia da rocha em estudo, há indução preferencial de ruptura pelos planos de fraqueza paralelos a foliação, assim como demonstrado por Vervoot et al (2013) em outro estudo.

Figura 5.11 – Majoração das microfissuras paralelas ao plano de foliação

5.1.3. Avaliação do parâmetro JRC pelo Tilt Test

O Tilt Test foi realizado no Laboratório de Mecânica dos Solos da EPUSP com adaptação de alguns materiais disponíveis. As amostras utilizadas nos ensaios foram extraídas das sondagens rotativas, sendo selecionadas aquelas cuja geometria fosse favorável ao ensaio. A análise preliminar dos testemunhos de sondagens permitiu verificar que grande parte das descontinuidades amostradas em profundidade apresentaram superfícies com elevado JRC.

Figura 5.12 – Amostras utilizadas no Tilt Test

Nos ensaios da mesa inclinada notou-se a influência do fator escala nos resultados. Devido ao tamanho da amostra em relação à geometria das irregularidades houve embricamento entre as superfícies que provocou tombamento das amostras em vez do deslizamento para ângulos de inclinação próximos de 60° , conforme ilustrado na Figura 5.13.

A caracterização do parâmetro JRC foi então realizada através de avaliação visual da superfície da descontinuidade e esta indicou valores da ordem de 12 a 14, isto é, pertencente ao grupo 7 proposto por Barton e Choubey (1976), conforme apresentado na Figura 5.14.

Figura 5.13 – Tilt Test

Figura 5.14 – Perfil de Rugosidade médio das discontinuidades

5.2. Ensaio de Campo – Esclerometria

Esta pesquisa valeu-se de ensaios esclerométricos para obtenção de parâmetros da rocha *in situ*. A principal vantagem do método consiste na avaliação dos parâmetros da rocha sem a necessidade de amostragem, ou seja, não há perturbação das condições *in situ* da rocha matriz.

O ensaio de campo foi realizado para avaliar a condição das discontinuidades *in loco* da rocha escavada. Com base no levantamento apresentado na revisão bibliográfica, optou-se por realizar os ensaios esclerométricos com o martelo tipo N visando reduzir a variabilidade

dos dados (AYDIN e BASU, 2005), já que o mesmo seria realizado na rocha *in situ* e não em condições controladas de laboratório (superfície plana, polida, etc).

O esclerômetro utilizado em campo foi acoplado a um processador digital, ilustrado na Figura 5.15, para correção automática dos valores obtidos em planos de impactos não horizontais, uma vez que os valores do RN (Rebound Number) são fortemente influenciados pelas direções dos impactos.

Figura 5.15 - Martelo de Schmidt e Processador Digital

Antes da realização do ensaio em campo o instrumento foi aferido conforme especificação da NBR 7584. De acordo com esta norma o instrumento deverá ser verificado antes da utilização ou após a realização de 300 impactos.

A calibração do equipamento consiste em realizar o impacto do martelo contra uma bigorna de aço dotada de um guia e com massa aproximada de 16 kg, conforme Figura 5.16. Deve-se realizar, no mínimo, 10 impactos sobre a bigorna e em nenhum desses impactos devem ser obtidos um índice esclerométrico médio inferior a 75 e, tampouco, os valores devem diferir do valor médio de ± 3 .

a) Calibração do esclerômetro

b) Bigorna de impacto

Figura 5.16 – Aferição do equipamento

Devido aos procedimentos de segurança da empresa já mencionados no Capítulo 3, foi necessária a interdição temporária da Linha 2 para execução dos ensaios. Em razão do impacto causado na logística de transportes de minério não foi possível replicar o ensaio na Linha 1.

Os ensaios foram executados apenas nas paredes ao longo de toda extensão do túnel em 80 pontos distintos, sendo realizadas concomitantemente às medidas geológicas dos planos de impacto (direção e mergulho). Não foram utilizados andaimes ou escadas durante o ensaio, portanto, a região amostrada restringiu-se a cerca de 1,5 m de altura.

Em cada ponto ensaiado foram obtidas nove leituras esclerométricas ou RN, conforme ilustrado na Figura 5.17. Notou-se certa desfragmentação na superfície da rocha após o impacto do martelo indicando “perda” na energia durante aquisição dos dados recorrentes da não uniformidade da superfície.

Os pontos de realização dos ensaios foram previamente selecionados com base no relatório de abatimento de blocos soltos, de forma a ensaiar os trechos com maior incidência de queda de blocos, bem como os trechos de menor incidência. Procurou-se, desta forma, minimizar a coleta de dados tendenciosa em trechos com maior ou menor ocorrência de fraturas.

Figura 5.17 - Ensaio esclerométrico in situ.

5.2.1. Resultados de Campo

O ensaio esclerométrico apresentou grande dispersão das leituras, indicando que presença de diferentes graus de alteração nas superfícies das descontinuidades. A variabilidade das condições no contato entre descontinuidades pode indicar trechos mais favoráveis à queda dos blocos instáveis, uma vez que a resistência na região das descontinuidades é influenciada pelo fator JCS do modelo de Barton e Bandis (1990).

Devido à limitação no tempo disponível houve redução na densidade de pontos ensaiados na medida em que se avançava, no entanto, buscou-se a obtenção de dados ao longo de todo comprimento escavado. Na Figura 5.18 é apresentada a distribuição dos RN medidos ao longo da escavação. Foi utilizada a metodologia proposta pela ISRM (1978) no tratamento dos dados.

É possível verificar que, apesar da variação dos dados obtidos, não houve influência significativa na variação de resistência entre os planos de impacto ensaiados, assim como no resultado obtido nos ensaios de compressão uniaxial.

Figura 5.18 – Distribuição do RN ao longo da escavação L1

Os valores de RN obtidos ao longo do túnel conformaram uma distribuição gaussiana com média de 37,7 e desvio padrão de 10,4. O histograma de leituras é apresentado na Figura 5.19.

Figura 5.19 – Histograma de leituras do RN

Na Literatura encontra-se vasta referência sobre estudos com correlações entre ensaios esclerométricos e ensaios de resistência à compressão uniaxial em diversos tipos de rochas. Na Tabela 5.2 são apresentadas algumas correlações com martelos tipo L e N para várias rochas.

Adotando-se a equação proposta por Katz et al (2000), obtém-se um valor médio de 27,6 MPa na região das descontinuidades. Este valor é bastante inferior àquele obtido nos ensaios de compressão uniaxial de amostras sãs, demonstrando uma forte influência da alteração dos minerais da área exposta na resistência da rocha, e, por consequência, na instabilidade de blocos-chave.

Tabela 5.2 – Correlação entre resistência e ensaio esclerométrico

Correlação	Litologia	Martelo de Schmidt	Autor
$UCS = 6,9 \cdot 10^{(0,0087 \cdot \gamma \cdot RN + 0,16)}$ $E_t = 0,19 \cdot RN \cdot \gamma^2 - 7,87$	Variada	Tipo L	Deere e Miller (1966)
$UCS = 0,4 \cdot RN - 3,6$	Carvão	Tipo N	Sheorey et al (1984)
$UCS = e^{4,3 \cdot 10^{-2} \cdot (RN \cdot \gamma) + 1,2}$	Arenito	Tipo L	Cargill e Shakoor (1990)
$UCS = 2,208 \cdot e^{0,067 \cdot RN}$ $E_t = 0,00013 \cdot RN^{3,09}$	Variada	Tipo N	Katz et al (2000)
$UCS = 1,45 \cdot e^{0,07 \cdot RN}$	Granito	Tipo L	Aydin e Basu (2005)
$E_t = 1,04 \cdot e^{0,06 \cdot RN}$	Granito	Tipo L	
$UCS = 0,92 \cdot e^{0,07 \cdot RN}$	Granito	Tipo N	
$E_t = 0,72 \cdot e^{0,05 \cdot RN}$	Granito	Tipo N	

6. ANÁLISES E COMENTÁRIOS

Neste capítulo são apresentadas as análises dos resultados obtidos durante o processo de inspeção e investigação de campo e em laboratório desenvolvidos ao longo deste trabalho.

6.1. Métodos Empíricos aplicados aos Túneis Monte Seco L1 e L2

A avaliação por métodos empíricos foi proposta porque se tratam de obras antigas e não foi possível recuperar a documentação referente à construção das estruturas nas inúmeras solicitações realizadas à VALE durante a execução do presente trabalho. Relembra-se, ainda, que a Linha 1 foi construída antes da publicação dos métodos empíricos mais usuais (Índice Q e RMR).

Os Métodos Empíricos são ferramentas extremamente úteis na fase pré-construtiva de escavações subterrâneas, nas quais há carência de parâmetro geomecânicos (KANJI, 2012). Não eliminam, contudo, a necessidade de acompanhamento da obra por especialista para avaliação das condições do maciço rochoso escavado e especificação do suporte definitivo das estruturas.

A utilização dos métodos nos períodos pós-construtivos ou períodos posteriores à vida útil teórica das estruturas não são usuais nem tampouco indicadas para avaliação da integridade das escavações. Entretanto, deve-se ressaltar que os modelos consideram parâmetros importantes do maciço rochoso em suas avaliações, e neste trabalho foi utilizado comparativamente para definir trechos mais propensos às ocorrências geotécnicas daqueles cujas características do maciço encontram-se melhores.

Neste contexto foram avaliados os Túneis Monte Seco L1 e L2 através do Sistema RMR. Adotou-se o método RMR proposto por Bieniawski porque foi possível obter os parâmetros utilizados pelo modelo através das inspeções em campo e dos ensaios realizados. A metodologia de classificação proposta por Barton - Índice Q - não será analisada neste trabalho porque esta necessita de maior detalhamento da superfície das descontinuidades, que, devido ao limitado tempo disponibilizado para o serviço de campo, não foi possível coletar todos os dados. Há outros pesquisadores do projeto TUNELCON que realizaram inspeções posteriores e deverão apresentar estas análises em estudos futuros.

A avaliação do maciço rochoso pelo método RMR foi realizada para os seis trechos identificados na inspeção de campo descritos no Capítulo 3. Para a resistência da rocha intacta utilizou-se o valor médio obtido nos ensaios em amostras de gnaiss, pois era o tipo predominante de rocha nas escavações. O RQD e os demais parâmetros do modelo foram obtidos através das inspeções em campo.

Na Tabela 6.1 são apresentadas as classes do maciço rochoso identificadas ao longo das escavações. A Classe I representa um maciço de excelente qualidade no qual, em geral, não são necessários suportes. A Classe II representa um maciço de boa qualidade e o modelo empírico sugere a necessidade de grampos em regiões localizadas e malha para conter a queda de pequenos blocos.

Reforça-se que a classificação apresentada neste trabalho tem foco apenas acadêmico, visando contribuir e reforçar a necessidade de pesquisa na área de manutenção de estruturas antigas. A classificação definitiva de trechos do maciço exigiria maior disponibilidade de tempo para investigação e coleta de dados em campo das escavações.

Tabela 6.1 – Classificação RMR dos trechos analisados

Trecho	Parâmetro 1		Parâmetro 2		Parâmetro 3		Parâmetro 4		Parâmetro 5		Parâmetro 6		CLASSIFICAÇÃO RMR		
	Resistência da Rocha Intacta		RQD (RQD = 115 - 3,3Jv)		Espaçamento entre descontinuidades		Condições das Descontinuidades		Presença de água		Influência das descontinuidades no tipo de obra				
	Valor	Nota	Valor	Nota	Valor	Nota	Valor	Nota	Condições	Nota	Obra	Nota	Nota	Classe	Descrição
A	100 - 200 MPa	12	90 - 100%	20	20 - 60 cm	10	Superfície levemente rugosa e abertura < 1 mm	25	Levemente Úmido	10	Regular	-5	72	CLASSE II	Boa Qualidade
B	100 - 200 MPa	12	75 - 90%	17	6 - 20 cm	8	Superfície levemente rugosa e abertura < 1 mm	25	Levemente Úmido	10	Regular	-5	67	CLASSE II	Boa Qualidade
C	100 - 200 MPa	12	90 - 100%	20	20 - 60 cm	10	Superfície levemente rugosa e abertura < 1 mm	25	Levemente Úmido	10	Regular	-5	72	CLASSE II	Boa Qualidade
D	100 - 200 MPa	12	90 - 100%	20	20 - 60 cm	10	Superfície levemente rugosa e abertura < 1 mm	25	Seco	15	Regular	-5	77	CLASSE II	Boa Qualidade
E	100 - 200 MPa	12	90 - 100%	20	60 - 200 cm	15	Superfície levemente rugosa e abertura < 1 mm	25	Seco	15	Regular	-5	82	CLASSE I	Excelente Qualidade
F	100 - 200 MPa	12	90 - 100%	20	20 - 60 cm	10	Superfície levemente rugosa e abertura < 1 mm	25	Seco	15	Regular	-5	77	CLASSE II	Boa Qualidade

trechos com distâncias de 3, 5, 7 e 10 m em ambas as linhas. As quantidades de chocos acumuladas a cada 7 m apresentaram melhor definição nos trechos e foram adotadas na setorização.

A subdivisão dos trechos foi realizada em três setores:

- a) Setor α : escavado em maciço rochoso Classe I e com quantidade acumulada de blocos abatidos inferior a 4;
- b) Setor β : escavado em maciço rochosos Classe II e com Quantidade acumulada de blocos abatidos entre 4 e 5;
- c) Setor γ : escavado em maciço rochoso Classe II e com quantidade acumulada de blocos abatidos superior a 5.

Na Figura 6.2 é apresentado o resultado obtido nas análises. Nota-se que, devido a proximidade das escavações, há uma correlação entre setores das Linhas 1 e 2. Na região próxima ao emboque sentido Ibiraçu a escavação L2 apresentou-se revestida, justamente no local onde foi detectada maior ocorrência de infiltração nas linhas.

Figura 6.2 – Quantidade de chocos abatidos a cada trecho de 7 m

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho discorreu sobre os problemas com bloco instáveis que vem ocorrendo nos túneis não revestidos da EFVM, com foco especial nos Túneis Monte Seco L1 e L2. Foram realizadas inspeções em campo, ensaios in situ e em laboratório, além de extensa pesquisa bibliográfica e avaliação dos documentos disponíveis.

Através da Teoria dos Blocos-Chave foi comprovada a possibilidade de formação de blocos instáveis ao longo de toda a seção não revestida que foi confirmado nos registros de chocos abatidos nos túneis.

Os ensaios de compressão diametral confirmaram que a ruptura pela foliação é favorecida em função do alinhamento dos minerais. Sabe-se que, por causa do alinhamento dos minerais, há maior possibilidade de alteração devido aos agentes externos. Os ensaios de compressão mostraram que o processo de degradação dos minerais constituintes pode reduzir consideravelmente a resistência da rocha em até 50%.

A grande variação encontrada nos ensaios esclerométricos indica um processo de degradação nas superfícies analisadas e que o mesmo ocorre ao longo de toda escavação. Outros ensaios esclerométricos estão em andamento em pesquisas paralelas realizadas no Projeto TUNELCON e deverão confirmar a degradação encontrada.

A setorização realizada neste trabalho permitiu definir trechos distintos ao longo das escavações que, em uma análise preliminar, poderiam ter sido classificados como Classe I ou Classe II, indicando a necessidade de realizar proteção com concreto projetado em determinados trechos para minimizar problemas com queda de blocos devido à degradação da rocha.

A análise de instabilidade geral que gerasse risco à operação da via não foi analisada no presente trabalho, pois a mesma exigiria maior detalhamento das estruturas geológicas e análises numéricas, as quais não foram propostas no projeto de pesquisa.

Sugestões para Trabalhos Futuros

- I. O processo de instabilização em longo prazo pode ser mais bem investigado através de ensaios específicos como, por exemplo, o ensaio com degradação acelerada da amostra, a fim de verificar a degradação dos minerais e a influência na resistência;
- II. A avaliação de queda de blocos por métodos probabilísticos deverão apresentar melhores correlações com os resultados de chocos abatidos;
- III. A investigação in loco mais detalhada das escavações poderá validar as classes dos maciços rochosos identificadas neste trabalho e poderá orientar os responsáveis pela ferrovia na elaboração de um plano de ação para prevenção de acidentes.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 206, E. N. (1992). Performance, production, mise en oeuvre et critères de conformité du béton.
- 6258/09, U. (2009). Procedure for determining the angle of basic friction using a tilt test table. *US Bureau of Reclamation*, 1-7.
- 754, B. S. (1992). Guide to durability of buildings and building element, products and components. *London*, 43 p.
- Amaral, C., Mendonça, J., Geradine, R., & Porto Jr, R. (2002). Investigações geológicas e intervenções recentes para redução do risco de acidentes associados a quedas de lascas no Túnel do Joá. *10º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental. Ouro Preto/MG*.
- Amaral, C., Porto Jr, R., & Geradine, R. (2008). Investigações geológicas e obras de estabilização para redução do risco de acidentes associados à queda de lascas no Túnel São Conrado. *3º CBT. São Paulo/SP*.
- Amberg, F., Ackermann, A., & Modetta, F. (2012). Tunnel inspection, maintenance and rehabilitation - investments into the future. *3º Congresso Brasileiro de Túneis. São Paulo/SP*.
- Asakura, T., & Kojima, Y. (2003). Tunnel maintenance in Japan. *Tunnelling and Underground Space Technology. Vol 18*, 161-169.
- Assis, A. (2012). Escavação em Maciços Rochosos: Caracterização, Modelagem e Comportamento (Casos Históricos). *8ª Palestra Milton Vargas. ABMS*.
- ASTM. (1999). Standard test method for determination of rock hardness by rebound hammer method. *International Journal of Rock Mech. and Mining Science. Vol 36*, pp. 833-837.

- Aydin, A., & Basu, A. (2005). The Schmidt hammer in rock material characterization. *Engineering Geology. Vol 81*, 1-14.
- Barton, N., & Bandis, S. (1980). Some effects of scale on the shear strength of joints. *International Journal of Rock Mechanics Mining Science and Geomechanics. Vol 17*, 69-73.
- Barton, N., & Brandis, S. (1990). Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice. *International Symposium on Rock Joints. Loen*, 603-610.
- Barton, N., & Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics. Vol 10*, 1-54.
- Barton, N., Lien, R., & Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics*, pp. 189-236.
- Basu, A., Celestino, T., & Bortolucci, A. (2007). Predicting weathering grades by Schmidt Hammer test. *11th Congress of the International Society for Rock Mechanics. Vol 1. Lisboa*, 385-390.
- Basu, A., Celestino, T., & Bortolucci, A. (2009). Evaluation of rock mechanical behaviors under uniaxial compression with reference to assessed wheathering grades. *Rock Mech Rock Engng*, 73-93.
- Beck, A. (2011). *Curso de Confiabilidade Estrutural*. São Carlos: EESC.
- Bieniawski, Z. (1989). *Engineering rock mass classification*. New York: Wiley.
- Bieniawski, Z. T. (1973). Engineering classification of jointed rock masses. *Transactions of the South African Institution of Civil Engineers*, 335-344.
- Bieniawski, Z., Denkhaus, H., & Vogler, U. (1969). Failure of fractured rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science. Vol 6*, 323-341.

- Buyuksagis, I., & Goktan, R. (2007). The effect of Schmidt hammer type on uniaxial compressive strength prediction of rock. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Science*. Vol 44, 288-307.
- Cacciari, P. (2014). Estudo de um túnel em maciço rochoso fraturado por investigação geológico-geotécnica e análises pelo método dos elementos distintos. *Dissertação de Mestrado. Escola Politecnica. USP*.
- Cacciari, P. P. (2013). Análise comparativa entre inspeções de bate choco e desenvolvimento de blocos chave controlados por descontinuidades em túneis antigos sem revestimento. *14º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental.*, 10p.
- Cargill, J., & Shakoor, A. (1990). Evaluation of empirical methods for measuring the uniaxial compressive strength of rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*. Vol 27, 495-503.
- Celada, B., Tardáguila, I., Varona, P., Rodríguez, A., & Bieniawski, Z. (2014). Innovating tunnel design by an improved experience based RMR System. *Proceedings of the World Tunnel Congress*.
- Cuss, R., Rutter, E., & Holloway, R. (2003). The application of critical state soil mechanics to the mechanical behaviour of porous sandstones. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Science*. Vol 40, 847-862.
- Danciger, F., & Totis, E. (1971). Geologia dos túneis do anel rodoviário do estado da Guanabara. *Semana Paulista de Geologia Aplicada*. Vol I, 63-88.
- Das, B. (1973). Rebound strength of the coal series. *Fuel*. Vol 52, 118-120.
- Deere, D. U., Hendron, A. J., Patton, F. D., & Cording, E. J. (1967). Design of surface and near surface construction in rock. *8th US Symp. Rock Mechanics. AIME.*, p. 237-302.

- Deere, D., & Deere, D. (1989). *Rock Quality Designation after twenty years*. Vicksburg: US Army Corps of Engineers. Contract Report GL-89-1. Waterways Experiment Station. 100p.
- Deere, D., & Miller, R. (1966). Engineering classification and index properties for intact rock. *Technical Report. Air Force Wapons Lab. New Mexico*, 302 p.
- Einstein, H., Steiner, W., & Baecher, G. (1979). Assessment of empirical design methods for tunnels in rock. *Rapid Excavation And Tunneling Conference Proceedings*.
- Fairhurst, C. (1964). On the validity of the Brazilian Test for brittle materials. *International Journal of Rock Mechanics Mining Sciences & Geomechanics. Vol 1*, 535-546.
- Futai, M., Suzuki, S., Ito, W., & Cacciari, P. (2013). *Relatório Semestral - Projeto TUNELCON*. São Paulo/SP.
- Gallas, J. (2000). Principais métodos geoeletricos e suas aplicações em prospecção mineral, hidrogeologia, geologia de engenharia e geologia ambiental. *Tese de Doutorado. UNESP/Rio Claro*, 174p.
- Goodman, R. (1989). *Introduction to Rock Mechanics. Second Ediction*. New York: Wiley.
- Goodman, R., & Shi, G. (1985). *Block theory and its application to rock engineering*. New Jersey.: Prentice-Hall.
- Goudie, A. (2006). The Schmidt hammer in geomorphological research. *Progress in Physical Geography. Vol 30*, 703-718.
- Greco, R., & Sorriso-Valvo, M. (2005). Relationships between joint apparent separation, Schmidt hammer rebound value and distance to faults in rocky outcrops. *Engineering Geology. Vol 78*, 309-320.
- Gupta, A., & Rao, K. (2000). Weathering effects on the strength and deformational behaviour of crystalline rocks under uniaxial compression state. *Engineering Geology*, 257-274.

- Hakala, M., Kuula, H., & Hudson, J. (2007). Estimating the transversely isotropic elastic intact rock properties for in situ stress measurement data reduction: A case study of the Olkiluoto mica gneiss. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*. Vol 44, 14-46.
- Hammah, R., & Curran, J. (2009). It is better to be approximately right than precisely wrong: why simple models work in Mining Geomechanics. *43rd US Rock Mechanics Symposium and 4th US-Canada Rock Mechanics Symposium*. Asheville.
- Helene, P. (1997). Introdução da durabilidade no projeto de estruturas de concreto. *Ambiente Construído*. Vol 1. n 2, 45-57.
- Hoek, E. (2006). *Practical rock engineering*. North Vancouver: Notas de aula.
- Hoek, E., & Brown, E. (1980). Empirical strength criterion for rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*. Volume 18, 1013-1035.
- Hoek, E., & Brown, E. (1997). Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. Vol 34, 1165-1186.
- Hucka, V. (1965). A rapid method of determining the strength of rocks in situ. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. Vol 2, 127-134.
- ISRM. (1978). Suggested methods for determining hardness and abrasiveness of rocks. *International Journal of Rock Mechanics Mining Science and Geomechanics*. Vol 15, pp. 89-97.
- ISRM. (1978). Suggested methods for determining tensile strength of rock materials. Vol 15. pp 99-103.
- ISRM. (1979). Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*. Vol 16, pp. 135-140.

- Iyomassa, W. (1999). *Manual de sondagens*. São Paulo. 4a edição.: ABGE.
- Kanji, M. (2012). Estabelecimento tentativo de parâmetros dos maciços rochosos. 3º *Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Enterradas.*, 6p.
- Katz, O., Reches, Z., & Roegiers, J. (2000). Evaluation of mechanical rock properties using a Schmidt hammer. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science*. Vol 37, 723-728.
- Kidybinski, A. (1968). Rebound number and the quality of mine roof strata. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. Vol 5, 283-292.
- Lauffer, H. (1988). Zur Gebirgsklassifizierung bei Frasvortrieben. *Felsbau*, 241-246.
- Leite, C., & et al. (2004). *Carta geológica do Brasil ao milionésimo. Programa Sistema de Informações Geográficas*. Brasília: CPRM.
- Lemos, K. (2005). Manutenção e reabilitação de túneis. *Dissertação de Mestrado*. UNB.
- Lins, P., Bortolucci, A., & Celestino, T. (2006). Apostila de mecânica das rochas. Versão 3. *EESC*, 134 p.
- Monticeli, J., Cacciari, P., Suzuki, S., & Futai, M. (2014). Correlação entre índices físicos e análise petrográfica na determinação do grau de alteração de um gnaiss. 6º *Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas*. Goiânia/GO.
- NBR 7584. (1995). *Concreto endurecido - Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão*. Rio de Janeiro: ABNT. 9 p.
- Nunes, A. (1989). *Um estudo sobre as características de resistência e deformabilidade de arenitos*. *Dissertação de Mestrado*. PUC-RJ.
- Nunes, A. (2006). Ensaaios de laboratório em rochas. *IV Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rocha*. Curitiba/PR., 47-70.
- Palma Filho, E. (2012). Perspectivas de projetos de túneis na malha federal de infraestrutura de transportes. *Croncrete Show. Apresentação de trabalho*.

- Pereira, R. (2013). Caracterização do topo rochoso do Túnel Monte Seco pelo método de imageamento elétrico com arranjo dipolo-dipolo. *Trabalho de Formatura. IGC-USP*, 45p.
- Poole, R., & Farmer, I. (1980). Consistency and repeatability of Schmidt Hammer rebound data during field testing. *Internacional Journal of Rock Mechanics Mining Science and Geomechanics. Vol 17*, 167-171.
- Proceq. (1977). Manual de operação do esclerômetro. *Zurique. Suíça*.
- Richards, J. (1998). Inspection, maintenance and repair of tunnels: International lessons and practice. *Tunnelling and Underground Space Technology. Vol 13*, 369-375.
- Sheorey, P., Barat, D., Das, M., Mukherjee, K., & Singh, B. (1984). Schmidt hammer rebound data for estimation of large scale in situ coal strength. *International Journal of Rock Mech. Min. Science & Geomechanics. Vol 21. No 1*, 39-42.
- Singh, M., Raj, A., & Singh, B. (2011). Modified Mohr-Coulomb criterion for non-linear triaxial and polyaxial strength of intact rocks. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Science. Vol 48*, 546-555.
- Steer, P., Bigot, A., Cattin, R., & Soliva, R. (2011). In situ characterization of the effective elasticity of a fault zone and its relationship to fracture spacing. *Journal of Structural Geology. Vol 33*, 1541-1553.
- Stille, H., & Palmstrom, A. (2003). Classification as a tool in rock engineering. *Tunnelling and Underground Space Technology. Vol 18*, 331-345.
- Tavallali, A., & Vervoort, A. (2010). Effect of layer orientation on the failure of layered sandstone under Brazilian Test conditions. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences. Vol 47*, 313-322.
- Terzaghi, K. (1946). Rock defects and loads on tunnel supports. *Proctor and T. White*, p. 15-99.

- Toniolo-Busnello. (2007). Relatório de levantamento e prospecção. *Relatório técnico*.
- Toniolo-Busnello. (2011). Túnel Monte Seco L1: Levantamento, Prospecção e Recuperação de túneis da EFVM. *Relatório técnico. VALE*.
- Toniolo-Busnello. (2011). Túnel Monte Seco L2: Levantamento, Prospecção e Recuperação de túneis da EFVM. *Relatório técnico. VALE*.
- Transportation, U. D. (2004 Ed.). Highway and rail transit tunnel maintenance and rehabilitation manual. *Federal Highway Administration*.
- Tse, R., & Cruden, D. (1979). Estimating joint roughness coefficients. *International Journal of Rock Mechanics Mining Science & Geomechanics. Vol 16*, 303-307.
- Tuncay, E. (2009). Rock rupture phenomenon and pillar failure in tuffs in the Cappadocia region. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Science. Vol 46*, 1253-1266.
- Vale. (2012, Agosto 29). Retrieved Agosto 29, 2012, from Site da VALE S.A.: <http://www.vale.com/pt-br/o-que-fazemos/logistica/ferrovias/estrada-de-ferro-vitoria-a-minas/paginas/default.aspx>
- Vervoot, A., Min, K., Konietzky, H., Cho, J., Debecker, B., Dinh, Q., et al. (2014). Failure of transversely isotropic rock under Brazilian test conditions. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science*, 343-352.
- Viana, L. (2010). Individualização de orto e paragneisses que ocorrem no sítio de obras da UHE Simplício. *Trabalho de Graduação. UFRRJ*, 34 p.
- Vitali, O., Celestino, T., & Bortolucci, A. (2012). Avaliação dos efeitos de borda em ensaios de compressão axial a partir de resultados experimentais e simulações numéricas. *COBRAMSEG. Porto de Galinhas/PE*.
- Wickham, G. E., Tiedemann, H. R., & Skinner, E. H. (1972). Support determination based on geologic predictions. *Rapid Excav. Tunneling Conference. AIME*, p. 43-64.

- Yasar, E., & Erdogan, Y. (2004). Estimation of rock physicommechanical properties using hardness method. *Engineering Geology*, Vol 71, 281-288.

ANEXO A – METODOLOGIA UTILIZADA NA SELEÇÃO DOS TÚNEIS DA EFVM

Ao longo de aproximadamente 1400 km de extensão esta ferrovia possui 44 túneis, totalizando pouco mais de 27 km de extensão em obras subterrâneas, com escavações realizadas tanto em solo como em rocha e comprimento variando de algumas centenas de metros até alguns quilômetros. Devido à grande extensão esta ferrovia atravessa diversas formações geológicas, desde granitos são até trechos em filito, e, por consequência desta variedade litológica, houve necessidade de revestir parcial ou totalmente 23 destes túneis durante a época da construção. Grande parte dos túneis revestidos encontra-se próximo à região de Ouro Preto/MG, local onde há predominância de filitos.

Desta forma, a metodologia utilizada no processo de escolha do túnel mais pertinente ao estudo consistiu inicialmente de análises dos relatórios das inspeções de choco, de cartas geológicas e imagens de satélite. Nesta etapa inicial descartaram-se os túneis nos quais foram identificados reduzido trecho escavado em rocha sem a presença de revestimento ou com formações geológicas complexas (grande variedade litológica, por exemplo), pois se tentou reduzir o número de variáveis do problema e simplificá-lo de forma a elaborar um modelo mais consistente. Assim, foram selecionados sete túneis para inspeção preliminar *in loco* (Figura A.1), os quais foram escavados predominantemente em gnaisses e granitos pouco fraturados.

Nestes sete túneis foram realizados mapeamentos das estruturas geológicas dos maciços rochosos com a cooperação do Geólogo Pedro Cacciari, o qual também integra o grupo de pesquisa deste projeto. Durante o mapeamento em campo notou-se que algumas

formações geológicas não correspondiam exatamente às consultadas na bibliografia, sendo justificado principalmente pela precisão da escala das cartas geológicas utilizadas (milionésimo). Segue adiante uma sucinta descrição das análises realizadas durante estas inspeções em campo.

Figura A.1 – Planta com a localização dos túneis não revestidos (FUTAI et al, 2013)

A.1. Túnel Sabará

O Túnel Sabará é composto por linha única com 5,0 m de largura, 7,0 m de altura e extensão aproximada de 2,9 km. A escavação atravessa uma região de relevo bastante acidentado e apresenta cobrimentos superiores a 200 m, como pode ser visto na Figura A.2. Segundo mapeamentos existentes na literatura este túnel atravessa diferentes formações geológicas, a saber: Formação Cauê, Piracicaba e Grupo Sabará (FUTAI et al, 2013).

Figura A.2 - Perfil longitudinal do Túnel Sabará.

Neste túnel foram identificados basicamente dois litotipos distintos: metagrauvaca e filito grafitoso, indicados na Figura A.3. Apesar de o maciço escavado ainda se encontrar íntegro mesmo após várias décadas em operação, esta formação geológica é propícia à formação de blocos, justificando a existência dos chumbadores distribuídos ao longo das paredes e do teto do túnel realizados na época da construção. Além disso, notaram-se inúmeros pontos de infiltração ao longo de toda sua extensão, indicando haver interconexão e persistência entre as fraturas.

Fatores como a complexidade da formação geológica, grande extensão e cobrimento excessivo do túnel estão entre os principais fatores negativos encontrados.

a) Litotipos do túnel Sabará

b) Presença de chumbadores ao longo da escavação

Figura A.3 – Inspeção do túnel Sabará

A.2. Túnel Drumond II

Os Túneis Drumond II são compostos por duas linhas simples com 5,0 m de largura, 7,0 m de altura e extensão aproximada de 220 m. Neste local a escavação é pouco profunda, atingindo até 30 m, conforme indicado na Figura A.4. Devido a esta pouca profundidade da escavação trechos consideráveis das linhas encontram-se revestidos, principalmente por atravessar trechos em rocha alterada e em solo. Outro fator importante a se destacar é que este túnel encontra-se sob uma APP (Área de Proteção Permanente), dificultando o trabalho de investigação devido à necessidade de licenças ambientais para execução de serviços no local.

Segundo mapeamentos existentes na literatura este túnel atravessa a Suite Borrachudos, a qual é constituída por granitos foliados e não foliados. Neste local foi verificado um maciço bastante homogêneo e com foliação magmática, conferindo aspectos orientados ao granito, sendo estas estruturas as principais causadoras dos deslocamentos de lascas no túnel (FUTAI et al, 2013).

Durante inspeção no local, foram identificados planos de foliação e fraturas bem definidos no granito, indicados na Figura A.5, além do mesmo litotipo encontrado na bibliografia. Em contrapartida, os pontos negativos encontrados se sobrepuseram, podendo-se

citar o reduzido trecho escavado sem revestimento e a inviabilização de possíveis investigações por sondagem devido a presença de APP na região.

Figura A.4 - Perfil longitudinal do Túnel Drumond II

Figura A.5 – Planos de foliação e fratura bem definidos no granito

A.3. Túnel Engenheiro Guilman

Os Túneis Engenheiro Guilman são compostos por duas linhas simples, paralelas, com 5,4 m de largura e 6,5 m de altura e extensão aproximada de 1100 m. Estas escavações encontram-se próximas aos túneis Drumond II e, portanto, também estão inseridas na Suite Borrachudos com características geológicas bastante semelhantes àquelas ora descritas. A peculiaridade desta obra em relação a anterior encontra-se na profundidade das escavações que chegam até 150 m, conforme indicado na Figura A.6.

Assim como ocorre no túnel Drumond II, neste local há predominantemente a ocorrência de quedas de lascas devido à própria foliação do granito (Figura A.7).

Figura A.6 - Perfil longitudinal do Túnel Eng Guilman

Figura A.7 – Chocos abatidos no túnel Eng Guilman

A.4. Túnel Ana Matos

Os Túneis Ana Matos são compostos por duas linhas simples, com 5,6 m de largura e 6,2 m de altura e extensão aproximada de 300 m, conforme indicado na Figura A.8. Estas escavações encontram-se inseridas no Complexo Mantiqueira, o qual é formado principalmente por biotita gnaiss conforme relatado por Futai et al (2013).

Estas escavações atravessam uma região contendo falha geológica e trechos altamente fraturados, ocorrendo trechos parcial a totalmente revestidos ao longo de todo túnel (Figura A.9). Nestes túneis as ocorrências de quedas de blocos ocorrem principalmente devido aos planos de descontinuidades, entretanto, por causa da complexidade geológica apresentada na foliação gnáissica extremamente dobrada acredita-se ser pouco provável a elaboração de um modelo geológico consistente e representativo às condições de campo.

Figura A.8 – Perfil longitudinal do túnel Ana Matos

a) Falha geológica

b) Zona densamente fraturada

c) Foliações dobradas

d) Trechos parcialmente e totalmente revestidos

Figura A.9 – Complexidades geológicas ao longo do túnel Ana Matos

A.5. Túnel Naque

O Túnel Naque é composto por uma linha dupla com extensão aproximada de 260 m, conforme ilustrado na Figura A.10. Este túnel está localizado no Complexo Mantiqueira, e de acordo com a literatura é formado predominantemente por biotita-anfibólito ortognaisse, conforme relatado por Futai et al (2013).

Durante a inspeção em campo realizada verificou-se que a escavação atravessa um maciço bastante similar àquele indicado na bibliografia, sendo composto predominantemente por um gnaisse com foliações extremamente dobradas e veios de biotita alterada inseridos no maciço (Figura A.11). Os blocos instáveis formados neste túnel são delimitados pelas descontinuidades, entretanto, devido à variabilidade das condições julga-se pouco representativo um modelo geológico baseado em medidas médias das descontinuidades.

Figura A.10 – Perfil longitudinal do túnel Ana Matos

a) Banda de biotita alterada inserida no gnaiss

b) Dobras presentes na foliação do gnaiss

Figura A.11 – Formações litológicas encontradas no túnel Naque

Durante a inspeção foi possível acompanhar também o serviço de inspeção de choco que estava sendo executado no túnel. Próximo à estaca 200 houve o abatimento de um bloco com dimensões consideráveis na região superior da escavação, o qual se desprende por um plano paralelo a foliação (Figura A.12).

Figura A.12 – Bloco instável abatido durante inspeção de choco

A.6. Túnel Colatina

O Túnel Colatina é composto por uma linha dupla, extensão aproximada de 330 m e está inseridas no Complexo Mantiqueira, sendo formado por granito foliado à gnáissico conforme relatado por Futai et al (2013). Esta escavação está localizada sob um loteamento na cidade de Colatina/ES e apresenta um cobrimento não superior a 40 m, condições bastante favoráveis a investigações geotécnicas e geofísicas, conforme indicado na Figura A.13.

Figura A.13 - Perfil longitudinal do túnel Colatina

Durante o mapeamento do túnel Colatina verificou-se a presença de duas famílias de fraturas principais, ilustradas na Figura A.14, as quais também estavam presentes no afloramento rochoso na região próxima ao emboque. Entretanto, as mesmas não se apresentavam muito frequentes no túnel.

O perímetro da escavação também se apresentava bastante irregular, definido pelo plano de fogo no período construtivo e não havendo fortes indícios da influência das fraturas.

Desta forma, embora as condições de relevo criassem facilidades nas investigações *in situ*, as condições geológicas não se encontravam favoráveis à formação de blocos instáveis. Este problema pode ser sido resolvido no período construtivo através da instalação de chumbadores ao longo da escavação, estabilizando os possíveis blocos removíveis.

Figura A.14 – Mapeamento realizado no túnel Colatina

A.7. Túnel Monte Seco

Os Túneis Monte Seco são compostos por duas linhas simples, denominadas L1 e L2, com traçado quase paralelo e extensão aproximada de 1 km, indicados na Figura A.15. Estas escavações apresentam revestimento em concreto armado apenas nas regiões próximas ao emboque e desemboque e estão inseridas no Complexo Paraíba do Sul, sendo formado basicamente por gnaiss milonítico proterozóico, isto é, gnaiss fortemente foliado com grãos alongados segundo uma determinada orientação preferencial, conforme relatado por Futai et al (2013).

Esta obra cruza sob a BR 101 entre as cidades de Ibirapu e João Neiva, no estado do Espírito Santo, cuja profundidade aproximada varia de 10 a 50 m.

Figura A.15 - Perfil longitudinal do túnel Monte Seco

No mapeamento geológico realizado neste túnel verificaram-se a presença de planos de descontinuidades bem marcantes, os quais foram classificados como principais responsáveis pela formação de blocos instáveis abatidos durante inspeções de choco, indicados na Figura A.16. Outro ponto favorável encontrado foi a facilidade no acesso às máquinas de investigação geotécnica.

Notou-se, em um trecho específico da Linha 1, a presença de infiltração, conforme apresentado na Figura A.17.

a) Formação de blocos no teto

b) Formação de blocos na parede

Figura A.16 – Blocos abatidos durante inspeção de bate-choco

Figura A.17 – Presença de infiltração em um trecho da Linha 1

A.8. Avaliação

Com base nos dados levantados em campo foi elaborado um resumo, indicado na Tabela A.1, analisando-se os principais fatores que influenciariam no estudo, tais como complexidade e influência da formação litológica na formação de blocos instáveis e viabilidade de investigações geotécnicas.

Esta análise resultou na escolha do túnel Monte Seco, o qual foi escolhido para realização de investigações geológico-geotécnicas mais detalhadas e análise dos fatores preponderantes na formação de blocos instáveis.

Tabela A.1 – Tabela-resumo dos túneis selecionados

Túnel	Extensão (m)	Volume de chocos prospectados (m³/m)	Litologia	Profundidade da escavação (m)	Observações
Sabará	2909	0,012	Simples e favorável à formação de blocos	100 ~ 250	Túnel profundo
Drumond II	230	0,022	Simples e pouco favorável à formação de blocos	10 ~ 25	Túnel construído sob APP
Eng. Guilman	1121	0,030	Simples e favorável à formação de blocos	30 ~ 150	Túnel profundo
Ana Matos	293	0,006	Simples e favorável à formação de blocos	10 ~ 40	Condições adversas à execução de sondagens exploratórias
Naque	265	0,058	Complexa e favorável à formação de blocos	20 ~ 45	Formação pouco favorável ao estudo
Colatina	635	0,023	Simples e pouco favorável à formação de blocos	10 ~ 50	Formação geológica pouco provável à instabilização de blocos
Monte Seco	994	0,032	Simples e favorável à formação de blocos	10 ~ 50	Boas condições de investigação geotécnica

Descrição dos serviços de Bate-Choco

Os serviços de *bate-choco* são realizados por uma empreiteira contratada com auxílio de plataforma adaptada sobre trilhos na qual os operários sondam as paredes e abóbodas das escavações à procura de blocos de rocha instáveis, os quais são identificados pelo ruído característico explicando a origem do nome do serviço (Figura A.18). Após o abatimento do

bloco solto, os locais instáveis foram identificados em planta através do estaqueamento e de sua localização ao longo da seção escavada (Figura A.19).

Figura A.18 - Execução do serviço de *bate-choco*

(a) Vista em corte da seção (b) Mapeamento dos blocos soltos

Figura A.19 – Relatório de inspeção do *bate-choco* (TONIOLO-BUSNELLO, 2011)

PERFIL INDIVIDUAL SONDAGEM ROTATIVA

SR - 01

CLIENTE: USP/Valde

OBRA: Túnel Monte Soco

LOCAL: João Neiva/ES

COTA: 7.611.012

COORDENADAS: N: 7.611.012, E: 356.488

INC.: 15°

DIR.: NORTE

INÍCIO: 12/12/2012

TERMINO: 14/12/2012

REF.: DATA: 23/01/2013

FOLHA: 02/02

REVISÃO: 00

RESP. TEC.: WILLIAM JOSÉ DA SILVA

ESCALA: 1:100	DIÂMETRO DO FURO	REVESTIMENTO	PROFUNDIDADE DAS CAMADAS	DESCRIÇÃO GEOLÓGICA DO MATERIAL (análise tátil-visual)	PERFIL DO DISCO	PROFUNDIDADE DAS MANEIRAS	CARACTERÍSTICAS DAS FRATURAS DESCONTÍNUIDADES	SOLDO		SPT DE GOLPES		RECUPERAÇÃO DE TESTEMUNHOS			GRAU DE ALTERAÇÃO			GRAU DE FRATURAMENTO			GRAU DE COERÊNCIA		
								RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO 25 GR. FINAS 13 38 50 63	% DE RECUPERAÇÃO ROCHAS	RECUSAS	FINAS	% R.Q.D.	A	B	C	1	2	3	4	5	1	2	3
				SOLO DESTRUÍDO				0%			0%												
				BLOCO DE ROCHA				100%			0%												
				SOLO DESTRUÍDO				0%			0%												
				ROCHA ALTERADA E FRATURADA				88%			0%												
				ROCHA				100%			71%												
								88%			53%												
								100%			100%												
								100%			90%												

GRAU DE ALTERAÇÃO
 A1 - ROCHA SA
 A2 - POUCO ALTERADA
 A3 - MODERADAMENTE ALTERADA
 A4 - MUITO ALTERADA
 A5 - EXTREMAMENTE ALTERADA

GRAU DE FRATURAMENTO
 F1 - POUCO FRATURADA
 F2 - FRATURADA
 F3 - MUITO FRATURADA
 F4 - EXTREMAMENTE FRATURADA
 F5 - FRAGMENTADA

GRAU DE COERÊNCIA
 C1 - MUITO COERENTE
 C2 - COERENTE
 C3 - MODERADAMENTE COERENTE
 C4 - POUCO COERENTE
 C5 - FRÁVEL

CARACTERÍSTICAS DAS FRATURAS
 SH = SUB-HORIZONTAIS (> 30°)
 SV = SUB-VERTICAIS (< 30°)
 I = INCLINADAS (> 30° e < 60°)
 R = RUGOSA
 L = LISA
 E = REPELHADA
 O = ODEADA

RQD - ROCK DESIGN ORIENTATION
 GRAU % QUALIDADE
 R1 75-100 BOA/EXCELENTE
 R2 55-75 REGULAR
 R3 25-55 POBRE
 R4 0-25 MUITO POBRE

PERFIL INDIVIDUAL SONDAGEM ROTATIVA SR - 02			CLIENTE: USP/Vale OBRA: Túnel Monte Seco LOCAL: KM 70 - EPVM - João Neiva/ES			COTA: COORDENADAS N: 7.811.154 E: 356.485 INC: 15° DIR: SUL			INÍCIO: 11/10/2013 TÉRMINO: 14/10/2013 REF.: DATA: 22/10/2013			FOLHA: 01 / 03 REVISÃO: 00 RESP. TEC.: WILLIAM JOSÉ DA SILVEIRA									
ESCALA - 1:100	DIÂMETRO DO FURO	REVESTIMENTO	PROFUNDIDADE DAS CAMADAS	DESCRIÇÃO GEOLÓGICA DO MATERIAL (análise tátil-visual)	PERFIL GEOLOGICO	PROFUNDIDADE DAS MANEIRAS	CARACTERÍSTICAS DAS PRINCIPAIS DESCONTINUIDADES	SOLD		RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO		SPT M/D COLPES		RECUPERAÇÃO DE TESTEMUNHOS		GRAU DE ALTERAÇÃO	GRAU DE FRATURAMENTO	GRAU DE COERÊNCIA			
								30 cm FURAR 30 cm RECILAR		RECABE FINIS		% R.Q.D.									
								ROCHAS		% DE RECUPERAÇÃO											
								20 40 60 80		20 40 60 80		20 40 60 80		1 2 3 4 5 1 2 3 4 5 1 2 3 4 5							
LAVADA								0%		0%		0%									
								0%		0%		0%									
GRAU DE ALTERAÇÃO A1 - ROCHA SA A2 - POUCO ALTERADA A3 - MEDIANAMENTE ALTERADA A4 - MUITO ALTERADA A5 - EXTREMAMENTE ALTERADA			GRAU DE FRATURAMENTO F1 - POUCO FRATURADA F2 - FRATURADA F3 - MUITO FRATURADA F4 - EXTREMAMENTE FRATURADA F5 - FRAGMENTADA			GRAU DE COERÊNCIA C1 - MUITO COERENTE C2 - COERENTE C3 - MEDIANAMENTE COERENTE C4 - POUCO COERENTE C5 - PARALELO			CARACTERÍSTICAS DAS FRATURAS SH = SUB-HORIZONTALIS (< 30°) SV = SUB-VERTICALIS (> 30°) I = INCLINADAS R = RUGOSAS L = LISAS E = ESPELHADA D = ONDULADA			RQD - ROCK DESIGN DESIGNATION GRAU % QUALIDADE R1 75-100 BOA/EXCELENTE R2 50-75 REGULAR R3 25-50 POBRE R4 0-25 MUITO POBRE

[illegible]

ANEXO C – ENSAIOS DE COMPRESSÃO

UNIAXIAL

A seguir são apresentados os gráficos individuais de Tensão aplicada por Deslocamento do prato obtidos através dos ensaios de compressão uniaxial e suas respectivas fotos.

Figura C.0.1 – Ensaio de Compressão Uniaxial (CP 1 / 90°)

Figura C.0.2 – Ensaio de Compressão Uniaxial (CP 2 / 90°)

Figura C.0.3 – Ensaio de Compressão Uniaxial (CP 3 / 90°)

Figura C.0.4 – Ensaio de Compressão Uniaxial (CP 4 / 90°)

Figura C.0.5 – Ensaio de Compressão Uniaxial (CP 5 / 90°)

Figura C.0.6 – Ensaio de Compressão Uniaxial (CP 6 / 90°) **Figura C.0.7 – Ensaio de Compressão Uniaxial (CP 1 / 0°)** **Figura C.0.8 – Ensaio de Compressão Uniaxial (CP 2 / 0°)**

Figura C.0.9 – Ensaio de Compressão Uniaxial (CP 3 / 0°)

Figura C.0.10 – Ensaio de Compressão Uniaxial (CP 1 / 35°)

Figura C.0.11 – Ensaio de Compressão Uniaxial (CP 2 / 35°)

Figura C.0.12 – Ensaio de Compressão Uniaxial (CP 3 / 35°) **Figura C.0.13 – Ensaio de Compressão Uniaxial (CP 4 / 35°)** **Figura C.0.14 – Ensaio de Compressão Uniaxial (CP 1 / Pegmatito)**

Figura C.0.15 – Ensaio de Compressão Uniaxial (CP 2 / Pegmatito)

Figura C.0.16 – Ensaio de Compressão Uniaxial (CP 3 / Pegmatito)

Figura C.0.17 – Tensão x Deformação (CP 1 – 90°)

Figura C.0.18 – Tensão x Deformação (CP 3 – 90°)

Figura C.0.19 – Tensão x Deformação (CP 1 – 0°)

Figura C.0.20 – Tensão x Deformação (CP 2 – 35°)

Figura C.0.21 – Tensão x Deformação (CP 2 – Pegmatito)

Figura C.0.22 – Tensão x Deformação (CP 3 – Pegmatito)

ANEXO D – ENSAIOS DE COMPRESSÃO

DIAMETRAL

A seguir são apresentados os gráficos individuais de Resistência à tração por Deslocamento do prato obtidos através dos ensaios de compressão diametral e suas respectivas fotos após a ruptura dos corpos de prova.

Figura D.0.1 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 1 / 0°)

Figura D.0.2 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 2 / 0°)

Figura D.0.3 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 3 / 0°)

Figura D.0.4 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 4 / 0°)

Figura D.0.5 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 5 / 0°)

Figura D. 0.6 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 1 / 30°)

Figura D.0.7 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 2 / 30°)

Figura D.0.8 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 3 / 30°)

Figura D.0.9 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 4 / 30°) **Figura D.0.10 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 5 / 30°)** **Figura D.0.11 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 1 / 45°)**

Figura D.0.12 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 2 / 45°)

Figura D.0.13 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 3 / 45°)

Figura D.0.14 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 4 / 45°)

Figura D.0.15 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 5 / 45°) **Figura D.0.16 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 1 / 60°)** **Figura D.0.17 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 2 / 60°)**

Figura D.0.18 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 3 / 60°)

Figura D.0.19 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 4 / 60°)

Figura D.0.20 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 5 / 60°)

Figura D.0.21 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 1 / 90°) **Figura D.0.22 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 2 / 90°)** **Figura D.0.23 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 3 / 90°)**

Figura D.0.24 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 4 / 90°)

Figura D.0.25 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 5 / 90°)

Figura D.0.26 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 1 / P)

Figura D.0.27 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 2 / P) **Figura D.0.28 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 3 / P)** **Figura D.0.29 – Ensaio de Compressão Diametral (CP 4 / P)**