



UNISUL

UNIVERSIDADE DO SUL DE SANTA CATARINA

LUÍS EDUARDO DE FARIA TRICHÊS

**EXECUÇÃO DE TÚNEIS PELO MÉTODO NATM: ESTUDO DE CASO DO TÚNEL
DO MORRO AGUDO EM PAULO LOPES - SC**

Palhoça

2019

LUÍS EDUARDO DE FARIA TRICHÊS

**EXECUÇÃO DE TÚNEIS PELO MÉTODO NATM: ESTUDO DE CASO DO TÚNEL
DO MORRO AGUDO EM PAULO LOPES - SC**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao Curso de Engenharia Civil
da Universidade do Sul de Santa Catarina
como requisito parcial à obtenção do título
de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Fernanda Soares de Souza Oliveira, Msc.

Palhoça

2019

LUÍS EDUARDO DE FARIA TRICHÊS

**EXECUÇÃO DE TÚNEIS PELO MÉTODO NATM: ESTUDO DE CASO DO TÚNEL
DO MORRO AGUDO EM PAULO LOPES - SC**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado à obtenção do título de Engenheiro Civil e aprovado em sua forma final pelo Curso de Engenharia Civil da Universidade do Sul de Santa Catarina.

Palhoça, 5 de Novembro de 2019.



Prof. Fernanda Soares de Souza Oliveira, Msc.
Universidade do Sul de Santa Catarina



Prof. Eduardo Sartor Scangarelli, Msc.
Universidade do Sul de Santa Catarina



Eng. Civil Rafael Fabiano Cordeiro, Msc.
Prosul

Este trabalho é dedicado especialmente à minha querida avó Bernardina “Dica” (*In Memoriam*), por ter proporcionado grandes e felizes momentos em minha infância.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, gostaria de agradecer aos meus pais e grandes exemplos como engenheiros, Glicério Trichês e Nezita de Faria Trichês, pelo incondicional apoio e carinho, e principalmente por sempre me incentivarem a buscar meu máximo, me proporcionando meios para isso.

À minha irmã Ana Luiza de Faria Trichês, pelos inúmeros momentos compartilhados, e por ser uma referência de determinação e inteligência.

Não poderia deixar de lembrar também neste momento, e direcionar desta forma meus agradecimentos, à minha namorada Bettina Guidarini Becker, por todo o apoio e companheirismo durante minha jornada acadêmica.

Aos meus amigos de longa data, da faculdade, e da vida, meu muito obrigado por tornarem essa trajetória menos árdua e mais descontraída.

À professora Fernanda Soares de Souza Oliveira, primeiramente por ter aceitado o convite desafiador de ser minha orientadora neste trabalho, e também, pelos inúmeros conselhos e sugestões fornecidos.

Meus agradecimentos também ao professor e referência em sua área, Eduardo Scangarelli, por aceitar participar da banca examinadora, e se mostrar sempre solícito à tirar minhas dúvidas.

Ao Eng. Civil Marledo Manoel da Silveira, pelos grandes ensinamentos repassados e essenciais para elaboração deste trabalho.

Ao Eng. Civil Rafael Fabiano Cordeiro, por aceitar o convite para participar da banca examinadora.

“O amor como princípio e a ordem como base. O progresso como meta.”

Auguste Comte

RESUMO

Apesar de atualmente, existirem tecnologias avançadas, e capazes de executarem túneis nos mais diversos tipos de formações rochosas, como as *Tunnel Boring Machines* – TBM, esta metodologia tem em seu elevado custo, um obstáculo preponderante ao seu emprego em grande parte dos casos. Neste contexto, o *New Austrian Tunneling Method* – NATM, ainda apresenta imensa importância e representatividade no cenário das construções subterrâneas no Brasil, principalmente nas rodoviárias. Por este motivo, o trabalho visou apresentar, através do estudo de caso do bem-sucedido Túnel do Morro Agudo, situado em Paulo Lopes, a metodologia NATM, bem como os principais fatores responsáveis por garantir o sucesso das construções por este método, dentre estes, a caracterização geológica-geotécnica e as classificações geomecânicas, os sistemas de suporte, as metodologias de escavação e os métodos de monitoramento.

Além disto, objetivou-se também com o trabalho, mostrar que neste tipo de obra, não raras as vezes, e como observou-se na obra em questão, situações diferentes das contempladas no projeto básico aparecem em campo, exigindo uma equipe experiente para identificar a situação, aliada ao amplo e preciso monitoramento da escavação através de instrumentação interna e externa, para serem readequadas as soluções.

Palavras-chave: Escavações Subterrâneas. NATM. Classificações Geomecânicas

ABSTRACT

Although there are currently advanced technologies, capable of running tunnels in many kinds of rock formations, such as Tunnel Boring Machines - TBM, this methodology has in its high cost, a major obstacle against its use in most cases. In this context, the New Austrian Tunneling Method (NATM) still has a huge importance and representativeness in Brazilian's underground construction scene, especially in highways. Due to this reason, the work aimed to introduce, through a study case of the successful Morro Agudo Tunnel, located in Paulo Lopes, the NATM methodology, as well as the main factors responsible for ensuring the success of the constructions by this method, among these, geological-geotechnical characterization and geomechanical classifications, support systems, excavation methodologies and monitoring methods. In addition, the objective of this work was also to show that, in this type of work, usually, and as observed in the work in question, different situations which has been contemplated in the basic project appear in the field, requiring an experienced team to identify the situation, coupled with the wide and precise monitoring of the excavation through internal and external instrumentation, to being readjusted the solutions.

Keywords: Underground Excavations. NATM. Geomechanical Classifications.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Classificação dos túneis de acordo com a infraestrutura de transporte	21
Figura 2- Classificação dos Túneis Hidráulicos.....	22
Figura 3- Galeria de Armazenamento	22
Figura 4- Túnel de passagem de pedestres.....	23
Figura 5 - Classificação da Seção Transversal	24
Figura 6 – Nomenclatura dos Elementos da Seção Transversal.....	25
Figura 7 - Elementos da Seção Longitudinal.....	25
Figura 8 - Túnel de Eupalinos (Ilha de Samos, Grécia).....	27
Figura 9 - Túnel sob o Monte Posilipo (Nápoles, Itália).....	27
Figura 10 - Sistema de esgoto <i>Cloaca Massima</i> (Roma).....	28
Figura 11 - Túnel <i>La Mina de Daroca</i> (Zaragoza, Espanha)	29
Figura 12 - <i>Malpas Tunnel</i> , Canal du Midi (França)	30
Figura 13 - Sequência de Escavação - Método Alemão	31
Figura 14 - Sequência do Método Belga de Escavação.....	32
Figura 15 – Sequência do Método Austríaco Clássico.....	32
Figura 16 - Sequência do Método Inglês.....	33
Figura 17 - Túnel com escoramento em madeira (Löchtersberg, 1913).....	34
Figura 18 - Escudo de Brunel.....	35
Figura 19 – Perspectiva do Escudo de Brunel	35
Figura 20 - Tuneladora “ <i>Mountain Slicer</i> ” de H.J. Maus, 1846.....	36
Figura 21 - Tuneladora de Charles Wilson, 1853	38
Figura 22 - Túnel de Hoosac (Massachussets, USA).....	39
Figura 23 - Tuneladora de James S. Robins, 1957	40
Figura 24 - Túnel Grande	41
Figura 25 - Túnel Rodoviário Alaor Prata, Rio de Janeiro	42
Figura 26 - TBM utilizada na linha 1 do metrô de São Paulo	43
Figura 27 - Influência do grau de alteração/coerência na resistência das rochas.....	50
Figura 28 - Principais características das descontinuidades.....	52
Figura 29 - Intersecção de juntas.....	52
Figura 30 - Definição dos termos de orientação espacial das descontinuidades	53
Figura 31 - Aspectos da formação de blocos em função da persistência de juntas ..	56
Figura 32 – Diaclases com espaçamento muito próximo	57

Figura 33 - Representação esquemática da abertura de uma descontinuidade	59
Figura 34 - Perfis de Rugosidade.....	60
Figura 35 - Representação esquemática do Ensaio de Carga Pontual.....	61
Figura 36 - Partes principais do Esclerômetro de Schmidt (Tipo – N).....	62
Figura 37- Ábaco de Miller para medição da resistência a partir do Esclerômetro....	63
Figura 38 – Cálculo do RQD	67
Figura 39 - Ábaco para determinação da auto-sustentação de um vão livre escavado de acordo com a classe de qualidade	71
Figura 40 - Ábaco para determinação dos suportes no Sistema Q (Barton et al.)	79
Figura 41 - Arqueamento tridimensional das tensões	82
Figura 42 – Mobilização da resistência ao cisalhamento devido ao arqueamento de tensões.....	83
Figura 43 – Alteração das direções principais antes e após a abertura da escavação	84
Figura 44 - Corte transversal do emboque tipo Túnel Falso	85
Figura 45 - Execução de emboque do tipo Túnel Falso (Túnel Morro Vieira, BR-280).	86
Figura 46 - Emboque do tipo Túnel Falso com revestimento primário concluído (Túnel Morro Vieira, BR-280)	86
Figura 47 - Emboque feito em poço de acesso (Metrô de São Paulo).....	87
Figura 48 - Principais elementos de suporte no NATM	90
Figura 49 - Fluxograma de projeção via seca	93
Figura 50 - Esquema de projeção do tipo via úmida	94
Figura 51 – Revestimento secundário (final) em concreto projetado na superfície da abóbada e paredes laterais (Túnel Morro Vieira, BR-280 – Jaraguá do Sul)	94
Figura 52 - Concreto reforçado com fibras de aço	95
Figura 53 – Esquema de concentração de tensões no concreto simples e reforçado com fibras.....	96
Figura 54 - Cambotas metálicas utilizadas como suporte	98
Figura 55 - Concreto projetado sobre cambotas treliçadas.....	99
Figura 56 - Atuação dos tirantes: localizados (à esq.) e sistemáticos ou em grupo (à dir.).....	101
Figura 57 - Arranjos de posicionamento de tirantes	101
Figura 58 - Principais tipos de tirantes e suas características.....	102

Figura 59 - Instalação de tirantes do tipo Swellex	105
Figura 60 - Aplicação de tela metálica	107
Figura 61 - Sistema de execução da tela metálica	107
Figura 62 - Diferenças entre CPRF e utilização de tela metálica	108
Figura 63 – Detalhe do tratamento por enfilagens	109
Figura 64 – Execução de lance de enfilagens no contorno da calota de um emboque	110
Figura 65 - Enfilagens de bulbo contínuo	111
Figura 66 - Etapas de execução da técnica Jet-Grouting.....	112
Figura 67 - Colunas verticais de Jet-Grouting na abóbada, laterais e contorno da seção	113
Figura 68 - Pregagem de frente (vista frontal e corte transversal)	114
Figura 69 – NATM aplicado em maciço de solo com núcleo central e utilizando escarificadora.....	115
Figura 70 – Seção longitudinal e transversal da execução dos <i>Inverts</i>	116
Figura 71 - Detalhe da junta entre calota e Inverts.....	117
Figura 72 – Escavadeira com cabeça escarificadora	123
Figura 73 - Escavação e alargamento do rebaixo	124
Figura 74 - Parcialização da seção (Calota e Rebaixo)	125
Figura 75 - Galeria lateral " <i>side-drift</i> " com detalhe para calota e núcleo central	126
Figura 76 - Parcializações de Seção comuns na metodologia NATM.....	126
Figura 77 – Detalhe da medição de convergência	131
Figura 78 - Pino de convergência instalado após o sistema de suporte primário ...	132
Figura 79 - Seção típica de instrumentação em túnel NATM	133
Figura 80 - Jumbo de perfuração (Túnel Morro Vieira, BR-280, Jaraguá do Sul) ...	134
Figura 81 - Rompedor hidráulico	134
Figura 82 - Ciclo de atividades de um desmonte à fogo (<i>Drill and Blast</i>)	135
Figura 83 - Fluxograma das Etapas de Trabalho	137
Figura 84 - Localização do Túnel	138
Figura 85 - Emboques Norte e Sul, respectivamente.....	139
Figura 86 - Jumbo de três braços utilizado no desmonte à fogo e colocação de tirantes (Túnel Morro Agudo - BR-101, Paulo Lopes)	140
Figura 87 - Escavações para retaludamento do Emboque Norte (Frontal e Lateral)	145

Figura 88 - Tratamentos prévios por enfilagens no contorno da Calota	146
Figura 89 - Detalhe do tratamento com enfilagens nos emboques	147
Figura 90 - Tratamentos prévios no Emboque Norte	148
Figura 91 - Enfilagens tubulares injetadas no contorno da calota (externamente)..	148
Figura 92 - Enfilagens tubulares no contorno interno da calota	149
Figura 93 - Parcialização da Seção em calota e rebaixo, com execução de invert definitivo	150
Figura 94- Escavação da calota e instalação das cambotas treliçadas do túnel falso	150
Figura 95 - Parcialização em calota e rebaixo no trecho inicial externo e interno do emboque Norte (detalhe para o núcleo frontal e os sistemas de suporte primários executados muito próximos ao avanço, sem defasagem).....	151
Figura 96 - Preenchimento das cambotas com CPRF	152
Figura 97 - Instalação das cambotas treliçadas após avanço de escavação	153
Figura 98 - Perfil "I" utilizado para travamento transversal dos pés direitos das cambotas, nos emboques	154
Figura 99 - Detalhe do perfil "I" de travamento.....	154
Figura 100 - CPRF utilizado como revestimento final (Túnel Morro Agudo - BR-101, Paulo Lopes)	156
Figura 101 - Tirantes instalados na abóbada	156

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Comparativo entre as Construções acima do solo e Túneis	21
Quadro 2 - Método Construtivo x Seção Típica do Túnel.....	24
Quadro 3 - Grau de intemperismo do Maciço Rochoso	48
Quadro 4 - Grau de alteração das rochas	49
Quadro 5 - Graus de Coerência e Características da Rocha	50
Quadro 6 - Provável influência do mergulho e direção nas escavações	54
Quadro 7 - Classificação da persistência	55
Quadro 8 – Classificação do espaçamento	56
Quadro 9 – Classificação do grau de fraturamento	58
Quadro 10 - Classificação das aberturas de descontinuidades.....	58
Quadro 11 - Classificação dos graus de resistência à compressão	61
Quadro 12 - Principais classificações geomecânicas.....	65
Quadro 13 - Classificação da qualidade do maciço rochoso através do RQD	67
Quadro 14 – Pesos relativos dos parâmetros na classificação de Bieniawski	69
Quadro 15 – Efeito da orientação nas escavações	70
Quadro 16 - Orientação para classificação da condição das descontinuidades.....	70
Quadro 17 - Classificação dos maciços determinada pelo somatório dos pesos.....	70
Quadro 18 - Significado das Classes	71
Quadro 19 – Recomendações dos métodos de escavação e suporte - RMR	72
Quadro 20 – Índice de famílias de juntas (J_n)	74
Quadro 21 – Índice de rugosidade das juntas (J_r).....	74
Quadro 22 – Índice de alteração das paredes das fraturas.....	75
Quadro 23 – Índice do estado de tensões do Maciço (SRF)	76
Quadro 24 – Índice de afluência das águas (J_w)	77
Quadro 25 - Classes de qualidade do maciço - Sistema Q (Barton <i>et al.</i>)	77
Quadro 26 - Índice ESR por finalidade de escavação	78
Quadro 27 - Metodologia RRS para cada faixa de qualidade "Q"	81
Quadro 28 - Metodologias de suporte com base no ábaco.....	81
Quadro 29 - Principais instrumentos de monitoramento instalados externamente..	131
Quadro 30 - Distribuição dos tirantes aplicados no túnel quanto aos seus comprimentos.....	158

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Classificação RMR estimada durante etapa de projeto básico (Anos 2000)	142
Gráfico 2 - Classificação RMR encontrada na fase de execução (2007 a 2010)	143

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	17
1.1 OBJETIVOS	18
1.1.1 Objetivo geral	18
1.1.2 Objetivos Específicos	18
1.2 JUSTIFICATIVA.....	18
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	20
2.1 OBRAS DE ARTE ESPECIAIS.....	20
2.2 ASPECTOS INICIAIS SOBRE TÚNEIS.....	20
2.2.1 Classificação dos Túneis	21
2.2.2 Terminologia Básica dos Elementos de um Túnel	25
2.3 HISTÓRIA DOS TÚNEIS.....	26
2.3.1 Evolução Histórica Geral	26
2.3.2 Construções Pioneiras de Túneis no Brasil	40
2.4 CARACTERIZAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DOS MACIÇOS ROCHOSOS	44
2.4.1 Litologia	45
2.4.2 Alteração	46
2.4.3 Coerência	49
2.4.4 Descontinuidades – Tipos e Características	51
2.4.4.1 Juntas	52
2.4.4.2 Falhas.....	53
2.4.4.3 Orientação	53
2.4.4.4 Persistência	55
2.4.4.5 Espaçamento.....	56
2.4.4.6 Grau de Fraturamento	57
2.4.4.7 Abertura.....	58
2.4.4.8 Preenchimento.....	59
2.4.4.9 Rugosidade.....	60
2.4.5 Resistência	60
2.4.6 Sistemas de Classificações Geomecânicas	63
2.4.6.1 RQD - Rock Quality Designation	66
2.4.6.2 RMR - Rock Mass Rating (Bieniawski)	68
2.4.6.3 Sistema Q (Barton).....	73

2.5	COMPORTAMENTO DOS TÚNEIS FRENTE ÀS ESCAVAÇÕES.....	82
2.6	EMBOQUES.....	84
2.7	INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO.....	87
2.7.1	Ensaio Geofísicos.....	88
2.7.1.1	Ensaio Sísmico de Reflexão.....	88
2.8	SISTEMAS DE SUPORTE, REFORÇO E REVESTIMENTO EM TÚNEIS.....	88
2.8.1	Concreto Projetado.....	90
2.8.1.1	Sistemas de Projeção do Concreto.....	93
2.8.1.2	Concreto Projetado Reforçado com Fibras.....	95
2.8.2	Cambotas.....	97
2.8.3	Tirantes.....	100
2.8.3.1	Swellex (Tirante Expansivo).....	104
2.8.3.2	Split-Set (Cavilha).....	105
2.8.4	Telas Metálicas.....	106
2.8.5	Enfilagens.....	108
2.8.5.1	Enfilagem Tubular Injetada.....	110
2.8.5.2	Enfilagem de Bulbo Contínuo.....	111
2.8.6	Colunas de CCPH ou Jet-Grouting.....	112
2.8.7	Agulhamento ou Pregagem de Frente.....	113
2.8.8	Arco Invertido (<i>Inverts</i>).....	115
2.9	NATM - <i>NEW AUSTRIAN TUNNELING METHOD</i>	118
2.9.1	Parcialização das Seções.....	123
2.9.2	Instrumentação.....	130
2.9.2.1	Instrumentação Externa.....	130
2.9.2.2	Instrumentação Interna.....	131
2.9.3	Desmonte de Rocha à Fogo (D&B - <i>Drill and Blast</i>).....	133
3	MÉTODO.....	136
4	ESTUDO DE CASO: TÚNEL DO MORRO AGUDO, BR-101 (PAULO LOPES – SC).....	138
4.1	LOCALIZAÇÃO E CARACTERÍSTICAS DA OBRA.....	138
4.2	GEOLOGIA LOCAL.....	140
4.3	SETORIZAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA DO MACIÇO.....	141
4.3.1	Seção Típica do Túnel.....	144

4.4 EMBOQUES (SISTEMAS DE SUPORTE E METODOLOGIAS DE ESCAVAÇÃO).....	144
4.5 OUTROS SISTEMAS DE SUPORTE UTILIZADOS	155
4.5.1 Concreto Projetado	155
4.5.2 Tirantes	156
5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	159
5.1 CONCLUSÕES.....	159
5.2 RECOMENDAÇÕES	160
REFERÊNCIAS.....	161
ANEXOS	167
ANEXO A – Mapeamento Geológico da Frente de Escavação (Túnel Morro Vieira, BR-280, Jaraguá do Sul).....	168
ANEXO B – Quadro comparativo entre as Classes Geomecânicas no projeto básico e projeto executivo	169
ANEXO C – Classificação Geomecânica adotada por trecho para determinação dos tratamentos	170
ANEXO D – Seção tipo para trechos de classe I, II e III (RMR - Bieniawski)	173
ANEXO E - Seção tipo para trechos de classe IV e V (RMR - Bieniawski).....	174
ANEXO F – Localização da instrumentação externa no Emboque Norte.....	175
ANEXO G - Localização da instrumentação externa no Emboque Sul.....	176
ANEXO H – Perfil Transversal do emboque Norte (Est. 604+9,50).....	177
ANEXO I – Extensão do trecho camboteado e com adoção de núcleo central de proteção (Emboque Norte)	178

1 INTRODUÇÃO

O aumento da taxa de ocupação do solo nos centros urbanos é um fator influenciado diretamente pelo crescimento populacional nas cidades, onde segundo estimativas da Organização das Nações Unidas (ONU, 2013), metade da população mundial já vive nestas áreas e 70% dos indivíduos irão viver até 2050. Neste contexto, e aliado muitas vezes à necessidade de se transpor obstáculos físicos naturais em curtos espaços de tempo, mostra-se imprescindível a criação de novas soluções para os problemas de infraestrutura decorrentes, como por exemplo, os sistemas de transportes, saneamento e abastecimento de água

A consideração do espaço subterrâneo, e conseqüentemente os túneis, aparecem neste cenário, como alternativa a esta problemática de otimização do espaço superficial das cidades atuais, e principalmente como solução para melhoria do tráfego nas rodovias e vias, reduzindo o tempo das viagens e melhorando a qualidade de vida das pessoas.

Segundo Kolymbas (2005, p.1):

A necessidade de túneis e os benefícios que eles trazem não podem ser subestimados. Os túneis melhoram as conexões e a qualidade de vida acima do solo, podendo ter enormes impactos econômicos. A utilização de espaço subterrâneo para armazenamento, usinas de energia, tratamento de água, para a defesa civil e outras atividades, é uma obrigação em vista do espaço limitado, operação segura, proteção ambiental e economia de energia.

No entanto, de acordo com o Simpósio Brasileiro de Túneis Urbanos (TURB) (1995), os túneis são considerados obras de grande complexidade técnica dentro da geotecnia, onde a sensibilidade e experiência da equipe de projeto, é preponderante ao sucesso da concepção e execução do túnel, pois é quase possível admitir um certo aspecto de imprevisibilidade às obras subterrâneas, devido a heterogeneidade do maciço, além do custo, o que as tornam muitas vezes a última opção a ser adotada.

Nesta mesma direção Campanhã e Boscov (1998, p.1) afirmam:

Dentre as obras de construção civil, os túneis são certamente as que apresentam os maiores percalços para a sua execução, devido à dificuldade em se conhecer com precisão todas as condições do terreno a ser atravessado. O atual conhecimento da mecânica dos solos e das rochas, aliado aos novos equipamentos de investigação do terreno e novos instrumentos de

auscultação, permitem a elaboração de modelos geomecânicos com adequado grau de precisão para definição de métodos construtivos mais seguros e eficazes.

Diante do exposto, fica evidente que o sucesso da execução de um túnel passa pela precisão e extensão dos estudos geotécnicos e geológicos, a fim de se estimar o comportamento da escavação e minimizar possíveis riscos, e também, servir como base para se escolher as soluções de execução.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo geral

Analisar as soluções adotadas na execução e estabilização do túnel do Morro Agudo (Paulo Lopes – SC), conforme recomendado pelas classificações geomecânicas e traçar um comparativo entre projeto base e executado.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Apresentar os principais fatores condicionantes e como influenciam as classificações geomecânicas;
- Apresentar como é feita escolha do método construtivo à partir das classificações geomecânicas;
- Demonstrar e argumentar as soluções adotadas na execução e estabilização do túnel em questão
- Analisar os possíveis motivos de ocorrerem diferenças entre projeto básico e executivo.

1.2 JUSTIFICATIVA

O grande crescimento populacional nos centros urbanos vêm trazendo grandes problemas de mobilidade, onde nesse contexto, juntamente com o alto custo de se realizar desapropriações para execução de obras superficiais e a grande interferência que isso gera ao tráfego, a alternativa de construção de túneis surge como uma boa solução para melhorar uso do espaço acima do solo.

Túneis metroviários e rodoviários encurtam distâncias e otimizam o tempo das pessoas, pois contribuem como uma forma a desafogar o trânsito crescente de veículos, refletindo em uma qualidade de vida melhor à população.

Apesar dos grandes avanços nas técnicas de construção de túneis e de investigações do subsolo, ainda hoje são consideradas obras complexas que requerem muitos estudos e investigações geotécnicas afim de minimizar o máximo possível os riscos envolventes.

Nesse caminho, e pelo fato de não existirem normas regulamentadoras para projeto e execução deste tipo de obra, compreender como são obtidos os dados geológicos-geotécnicos, como são classificados os maciços rochosos e de que forma condicionam as escolhas construtivas, sendo estas de execução, suporte, revestimento e tratamento, torna-se uma questão importantíssima para que sejam executadas obras seguras e eficazes.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 OBRAS DE ARTE ESPECIAIS

De acordo com o Conselho Regional de Engenharia e Agronomia do Rio Grande do Sul (CREA-RS, 2015), as Obras de Artes Especiais (OAE) são construções especiais, tais como, pontes, viadutos, túneis, dentre outras, que pelas suas proporções e diferencialidades, requerem um projeto específico e a parte do projeto final de uma rodovia.

Geralmente, são destinadas a transpor obstáculos físicos naturais, e que no caso dos túneis rodoviários, objeto de estudo do presente trabalho, têm a sua alternativa de implantação em face aos relevos acidentados, permitindo desta forma, a continuidade do traçado da obra corrente.

2.2 ASPECTOS INICIAIS SOBRE TÚNEIS

Conforme conceituam Chapman, Metje e Stärk (2010, p.1), “Os túneis são diferentes de qualquer outra estrutura de Engenharia Civil”.

Isto, segundo os autores, deve-se ao fato dos materiais de construção comumente empregados em obras acima da superfície, como em edifícios ou pontes, terem propriedades bem definidas e possíveis de serem testadas.

No caso das obras de túneis, sistemas de suporte como o concreto e o aço frequentemente são utilizados para garantir a estabilidade da escavação, no entanto a maior parte da estrutura é o solo ou o maciço rochoso, possuindo tanto papel de suporte como de carregamento. Devido a heterogeneidade dos maciços rochosos, da distribuição da mineralogia e dos processos de origem e formação dos mesmos, torna-se de grande dificuldade a prévia caracterização completa dos parâmetros físicos e mecânicos deste material ao longo do traçado de um túnel.

Desta forma a chave para o sucesso da construção de um túnel é compreender os aspectos deste material, através da realização de extensas investigações geotécnicas e ensaios de amostras extraídas.

No quadro 1, Chapman, Metje e Stärk (2010) elaboram uma comparação, argumentando as diferencialidades entre as construções acima do solo, e os túneis.

Quadro 1 - Comparativo entre as Construções acima do solo e Túneis

	Construções acima do solo	Construção de túneis
Materiais de construção	As propriedades definidas dos materiais de construção são garantidas pelos procedimentos de controle de qualidade durante o processo de produção, incluindo testes de controle.	O solo, com toda a sua incerteza, e a capacidade geral de influenciar suas propriedades (não obstante as técnicas de melhoria do solo) é o material de construção.
Carregamentos	As cargas para as quais a análise estrutural é realizada são mais conhecidas.	As cargas são estimadas através de suposições, o que significa dizer que são basicamente desconhecidas.
Segurança	Devido ao fato das propriedades dos materiais de construção e as incertezas relacionadas aos carregamentos serem conhecidos, o fator de segurança relativo à falha pode ser determinado.	Devido ao número de incertezas relacionadas às cargas e propriedades do material não é possível calcular um fator quantitativo em relação à segurança da construção do túnel.

Fonte: Adaptado de Chapman, Metje e Stärk (2010).

2.2.1 Classificação dos Túneis

Os túneis podem ser definidos como passagens subterrâneas artificiais, tanto sob o solo quanto transpassando maciços rochosos, com o propósito de interligar dois pontos separados. Sua classificação pode ser feita de algumas maneiras, como através do tipo de utilização ou função, ou também pela sua forma de seção.

Quanto a sua utilização, Melâneo (2014) define que os túneis podem ser classificados em:

a) Túneis de Infraestrutura de Transportes:

Estes túneis tem por finalidade estabelecer a continuidade do traçado do projeto, evitando-se grandes distâncias para contornar a barreira física (Figura 1).

Figura 1 - Classificação dos túneis de acordo com a infraestrutura de transporte



Fonte: Elaborado pelo autor.

b) Túneis Hidráulicos ou de Serviço:

Estes túneis tem por objetivo garantir o escoamento de líquidos, em diferentes situações de uso, como demonstrado na figura 2.

Figura 2- Classificação dos Túneis Hidráulicos



Fonte: Elaborado pelo autor.

c) Galerias de Armazenamento:

Podem servir como armazenamento dos mais diversos tipos de substâncias, desde resíduos químicos e radioativos, água, dentre outros

Figura 3- Galeria de Armazenamento



Fonte: Acervo do autor.

d) Passagens de Nível:

São túneis responsáveis por proporcionar a travessia de pedestres sob o eixo da via superior.

Figura 4- Túnel de passagem de pedestres



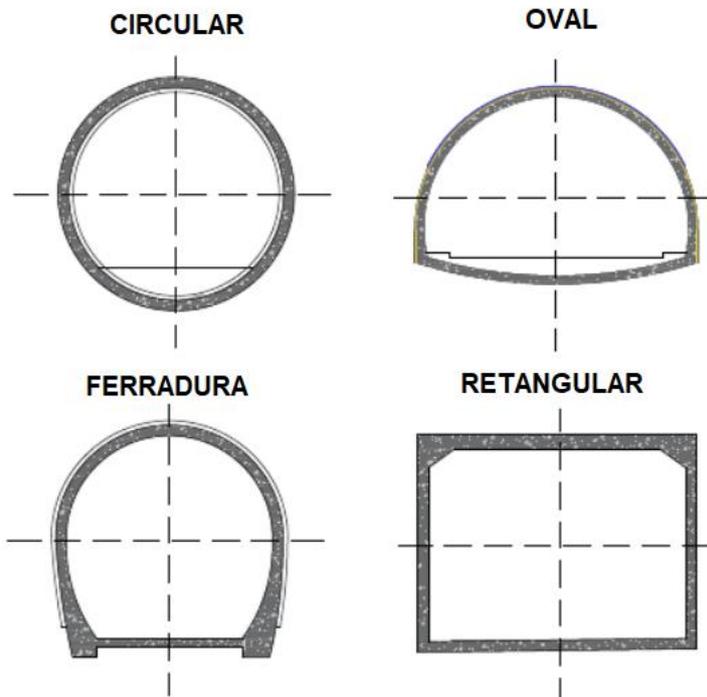
Fonte: Acervo do autor (2019)

Melâneo (2014), também aborda que os túneis podem ser classificados conforme a sua seção transversal, sendo os formatos mais comuns: Circular; Ferradura; Oval ou Arco Abatido e Retangular, apresentados na Figura 5.

A forma da seção transversal por sua vez é influenciada diretamente pelo método construtivo utilizado, e este condicionado pelas características do subsolo como a U.S Department of Transportation – Federal Highway Administration (2015, p.7) explica:

Os métodos de construção de túneis e as condições do solo influenciam a forma do túnel. Geralmente, há um método de construção de túnel ideal para um determinado conjunto de condições do projeto. As condições do subsolo desempenham um papel importante na decisão sobre o método de construção do túnel a ser implementado; no entanto, existem outros fatores específicos do projeto que devem ser considerados antes de fazer a seleção final

Figura 5 - Classificação da Seção Transversal



Fonte: Elaboração do autor.

Ainda segundo este órgão, dentre os métodos mais comuns atualmente de execução podem ser citados o *Cut and Cover*, também chamado método de Escavação a Céu Aberto ou Vala Recoberta, *Drill and Blast* (Perfuração e Detonação), *Shields* (escudos ou couraças), método que inclui as *TBM-Tunnel Boring Machines* (Tuneladoras), Tubos Imersos e o método *NATM – New Austrian Tunneling Method*, em português, Novo Método Austríaco de Túneis, muitas vezes referido também como escavação sequencial ou convencional.

O Quadro 2, apresenta a relação entre os métodos construtivos e a forma típica da seção transversal classificada anteriormente na Figura 5 por Melâneo (2014).

Quadro 2 - Método Construtivo x Seção Típica do Túnel

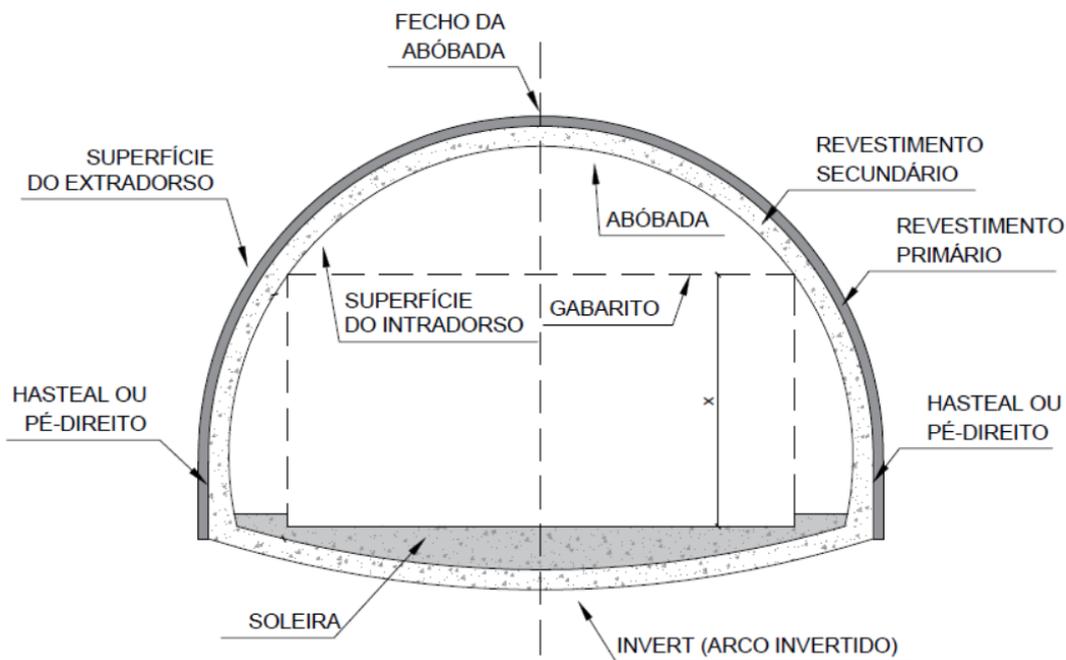
Método Construtivo	Circular	Retangular	Ferradura	Oval
Vala à Céu Aberto (<i>Cut and Cover</i>)		X		
Escudos (<i>Shields</i>)	X	X		
Tubos Imersos		X		
Desmonte à Fogo (<i>Drill and Blast</i>)			X	X
Escavação Sequencial			X	X

Fonte: Adaptado da U.S Department of Transportation (2015)

2.2.2 Terminologia Básica dos Elementos de um Túnel

Segundo Melâneo (2014), os túneis apresentam os seguintes elementos básicos na sua seção transversal, com sua respectiva nomenclatura demonstrada na figura 6.

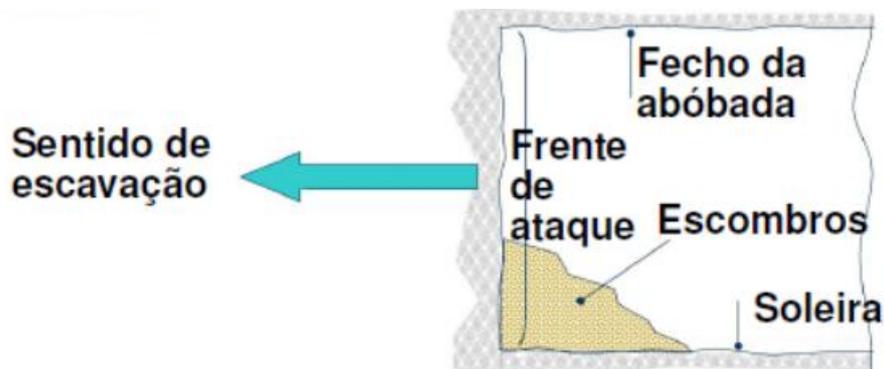
Figura 6 – Nomenclatura dos Elementos da Seção Transversal



Fonte: Elaboração do autor.

Já a seção longitudinal de uma escavação subterrânea consiste nos seguintes elementos (Figura 7):

Figura 7 - Elementos da Seção Longitudinal



Fonte: Melâneo (2014)

2.3 HISTÓRIA DOS TÚNEIS

2.3.1 Evolução Histórica Geral

As obras subterrâneas e conseqüentemente a arte de se escavar túneis, tiveram seu início na exploração de grutas e cavernas, e possuem tamanha relação com a história da humanidade que segundo Melâneo (2014), podem ser consideradas tão antigas quanto.

Os registros históricos das primeiras obras subterrâneas, remontam ao período da Antiguidade, sendo a obra mais antiga de túneis realizada por volta de 2.200 a.C e refere-se ao túnel construído sob o rio Eufrates, na Babilônia, com aproximadamente 1km de extensão, e que tinha por intuito, permitir a passagem de pedestres através de uma ligação subterrânea entre o palácio real e o templo.

Na execução desta obra foi utilizado o método que atualmente denomina-se por *Cut and Cover*, a chamada Escavação a Céu Aberto, após fazer o desvio do curso do rio. (NÔRO, 2014)

Melâneo (2014), cita ainda, baseado na história antiga demais túneis para uso hidráulico, militar e mineiro, dentre eles o túnel hidráulico construído para abastecer Jerusalém em 800 a.C, com 535 metros feito por Ezequias e o túnel de Eupalinos (Figura 8) na ilha de Samos na Grécia, ambos escavados utilizando apenas martelos e cinzéis. (MAIDL; THEWES; MAIDL, 2013)

Conta-se que este túnel foi uma tarefa incumbida a Eupalinos, que era uma espécie de engenheiro da época, aproximadamente no século 6 a.C pois a cidade encontrava-se em crescimento e com problemas de abastecimento. Dessa forma, conseguiria-se trazer através de um aqueduto subterrâneo, a água das fontes que se encontravam do outro lado de um monte.

Eupalinos realizou esta escavação através de duas galerias de trabalho, dispostas uma em cada lado do monte, com o objetivo de que elas se encontrassem no meio do trajeto, ou seja, no interior da montanha. A obra foi concluída utilizando conceitos de geometria para orientação da escavação e apresentou algo impressionante tendo em vista a nenhuma existência de equipamento de referenciamento (GPS), um pequeno erro de alinhamento quando comparado ao comprimento aproximado de 1km do túnel, onde os encontros ficaram desalinhados em 9 metros na horizontal e 3 metros na vertical. (SILVA e SOUSA, 2010)

Figura 8 - Túnel de Eupalinos (Ilha de Samos, Grécia)



Fonte: Structurae¹

Outras obras subterrâneas importantes da antiguidade segundo Melâneo (2014) são as cavernas de Tebas e de Abu-Simbel; a galeria do lago Fucino construída pelo imperador Claudio com 5.635 metros de extensão; e o túnel cruzando o Monte Posilipo, ligando as cidades de Nápoles e Pozzuoli, com 630 metros tendo sido construído a mais de 2000 anos pelos romanos (Figura 9).

Figura 9 - Túnel sob o Monte Posilipo (Nápoles, Itália)



Fonte: Melâneo (2014, p.3)

¹ Disponível em: < <https://structurae.net/structures/tunnel-of-eupalinos> > Acesso em: 2 jun. 2019

Segundo Moreira (2006), a escavação dos túneis nestes tempos remotos e antes da invenção dos explosivos e do desenvolvimento das máquinas escavadoras, era feita pelos trabalhadores basicamente de modo manual, onde o maciço era esculpido apenas com o auxílio das poucas ferramentas existentes na época, como martelos, cinzéis e picaretas.

Uma das técnicas mais antigas de que se tem notícia, era utilizada na abertura de túneis no período da Antiguidade, e estima-se ter surgido em aproximadamente 2000 a.C, baseando-se no princípio do choque térmico.

Esta técnica consistia em ocasionar a fragmentação das rochas realizando rápidas variações de temperatura, que eram conseguidas através do aquecimento das paredes do túnel com fogo, seguido por um rápido resfriamento feito com água, e foi utilizada pelos romanos em aproximadamente 600 a.C, na execução de uma das maiores e mais antigas obras de esgotamento sanitário, a chamada *Cloaca Massima* (Figura 10), localizada em Roma. (MOREIRA, 2006)

Figura 10 - Sistema de esgoto *Cloaca Massima* (Roma).



Fonte: American Institute for Roman Culture²

Alguns autores, dentre eles Jimeno *et al.* (1997) e Megaw e Bartlett (1988), afirmam que a construção de túneis sofreu uma certa estagnação após a Antiguidade,

² Disponível em: <<https://www.youtube.com/watch?v=YjePL1Ugy4k>> Acesso em 15 mai 2019.

durante o período da Idade Média (séculos V–XV), ficando limitada a pequenas obras como galerias de passagem sob castelos e fortalezas.

A retomada deste campo, após este longo período de relativa inércia, foi acontecer a partir do século XVI com a construção do túnel *La Mina de Daroca* (Figura 11) - uma das obras mais importantes da Europa naquele século – possuindo cerca de 650 metros, executada pelo engenheiro francês Quinto Pierres Bedel entre 1555 e 1570, e que tinha o propósito de canalizar e desviar as águas das grandes chuvas que castigavam a região de Aragón na Espanha (JIMENO *et al.*, 1997).

No entanto, segundo Megaw e Bartlett (1988), a engenharia de túneis de fato ganha impulso, readquirindo seu papel importante, somente no século XVII, por dois marcos importantes: O início da chamada “Era dos Canais” na Europa, fato que acarretou aos engenheiros da época a necessidade de solucionar os problemas quanto aos obstáculos físicos que se opunham ao percurso destas obras; e pela descoberta dos explosivos, que segundo Moreira (2006), proporcionaram maior agilidade e rapidez na execução das escavações.

Figura 11 - Túnel *La Mina de Daroca* (Zaragoza, Espanha)



Fonte: Rutas con Historia³

³ Disponível em: < <https://www.rutasconhistoria.es/loc/la-mina-de-daroca> > Acesso em: 15 mai 2019.

O primeiro uso registrado de explosivo como ferramenta de construção foi a pólvora, em 1679, tendo sido utilizada para a abertura do primeiro túnel hidráulico da citada “Era dos Canais”, chamado *Malpas Tunnel* (Figura 12), com 157 metros de extensão, localizado no percurso do *Canal du Midi* (França), responsável por fazer a ligação entre o Oceano Atlântico e o Mar Mediterrâneo. (CHAPMAN; METJE; STÄRK, 2010; MOREIRA, 2006)

Figura 12 - *Malpas Tunnel*, Canal du Midi (França)



Fonte: Mapio⁴

No entender de Chapman, Metje e Stärk (2010), entretanto, o grande salto no desenvolvimento das técnicas de escavação é relativamente recente, e aconteceu principalmente nos últimos 200 anos, devido majoritariamente à Revolução Industrial, que determinou a necessidade em se construir ferrovias, de acordo com Moraes Júnior (1999, p.5):

Com a Revolução Industrial, houve uma rápida evolução dos métodos de escavação, devido à crescente demanda por ferrovias, tornando-se uma época bastante produtiva para a Engenharia de Túneis. Assim, no início do século XIX, foram desenvolvidos os métodos clássicos para abertura de túneis, dentre os quais destacaram-se os Métodos Alemão, Belga, Italiano, Austríaco Clássico, e o Inglês. Estes métodos se preocupavam em fixar a sequência de escavação e suporte, em função das condições geológicas locais dos maciços.

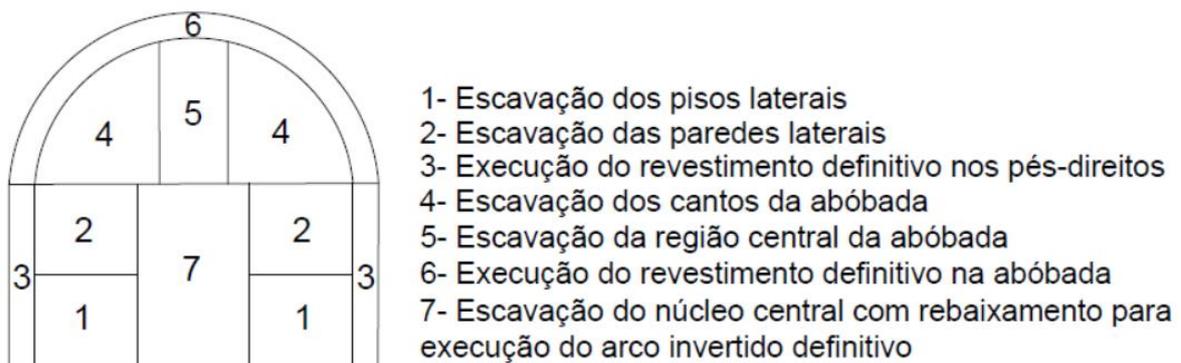
⁴ Disponível em: > <https://mapio.net/wiki/Q2423646-en/> > acesso em: 17 mai 2019.

Kochen (2014) afirma que as escavações de túneis nesta época eram essencialmente empíricas, ou seja, da experiência acumulada por engenheiros e construtores através da tentativa e erro, e o nome dos métodos levava o nome do país de origem.

Segundo Teixeira (1994), conforme citado por Moraes Júnior (1999), o Método Alemão foi dentre os tradicionais, um dos mais empregados. Este método foi utilizado na abertura do túnel de *Tronquoy*, em 1803, localizado no canal de Saint-Quentin, com revestimento em pedra labrada e também na construção do túnel de *Pouilly*, em 1824, ambos localizados na França.

A sequência de escavação deste método (Figura 13) consistia realizar a retirada do núcleo de escavação por último (Item 7 – Figura 13), somente após efetuar a colocação do escoramento definitivo nas laterais (Item 3 – Figura 13).

Figura 13 - Sequência de Escavação - Método Alemão

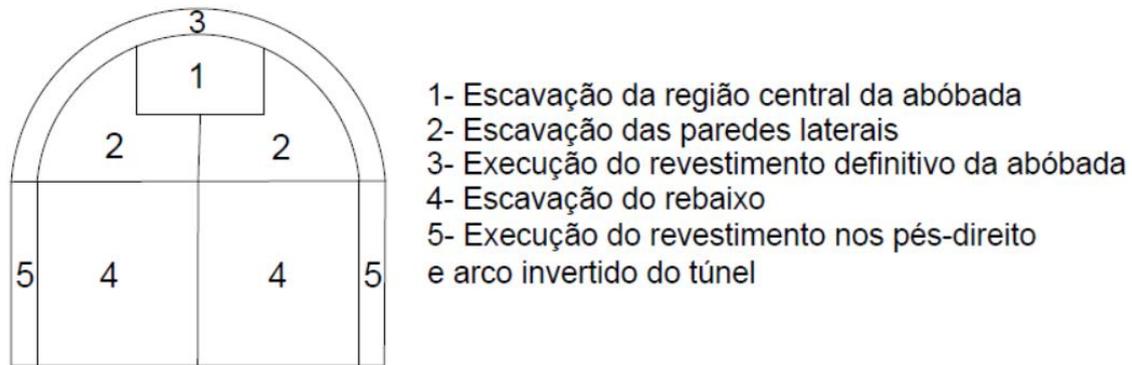


Fonte: Adaptado de Moraes Júnior (1999, p.7)

Neste método, ainda segundo o autor, a escavação de grandes seções transversais não representam um empecilho à sua utilização pois com o apoio situado no núcleo central a estrutura sofre pequenas deformações.

Outro método contemporâneo ao supracitado e que teve larga utilização, é o Método Belga (Figura 14), utilizado pela primeira vez na Bélgica, em 1828, na execução do túnel de *Charleroy*. Neste método, primeiramente é escavada uma pequena abertura na parte superior, também chamada de galeria, seguido da escavação para alargamento dos lados, com escoramento provisório em madeira. Em seguida executa-se o revestimento definitivo da abóbada, que pode ser feito em tijolos ou alvenaria, a escavação da parte inferior, e a execução do suporte definitivo das laterais. (MEGAW E BARTLETT, 1988; MORAES JÚNIOR, 1999).

Figura 14 - Sequência do Método Belga de Escavação

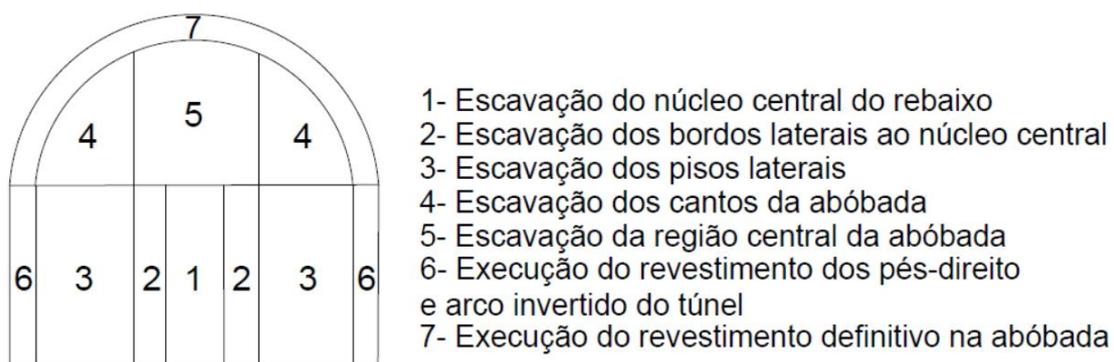


Fonte: Adaptado de Moraes Júnior (1997, p.9)

O Método Austríaco Clássico, teve sua primeira aparição em 1848 em Leipzig-Dresden, na Alemanha e possui como características da metodologia, a abertura total da calota (Itens 1,2,3), seguida pelo escoramento provisório em madeira (Figura 15).

O passo seguinte consiste em escavar o rebaixo, colocando o suporte definitivo a partir dos pés das paredes laterais até o fechamento da abóbada e por último executar o fechamento do arco invertido. No caso de grandes seções transversais, deve-se destacar que este método não é recomendável, pois pode induzir grandes deformações no maciço. (MORAES JÚNIOR, 1999)

Figura 15 – Sequência do Método Austríaco Clássico

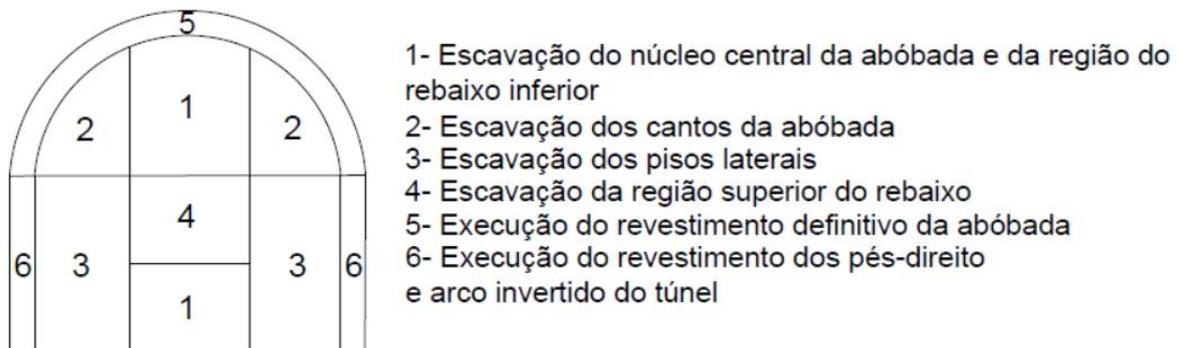


Fonte: Adaptado de Moraes Júnior (1999, p.10)

Já o Método Inglês (Figura 16), possui metodologia semelhante ao Método Austríaco Clássico (referido as vezes também como Antigo Método Austríaco) citado anteriormente, e foi utilizado pela primeira vez em 1803, na Inglaterra, com a finalidade de se executar túneis ferroviários. A sequência deste método consiste em escavar completamente a face e realizar o escoramento provisório utilizando madeira, seguido

pele início da colocação do suporte definitivo. Este método, assim como o Belga, também pode gerar grandes deformações no maciço (MORAES JÚNIOR, 1999).

Figura 16 - Sequência do Método Inglês



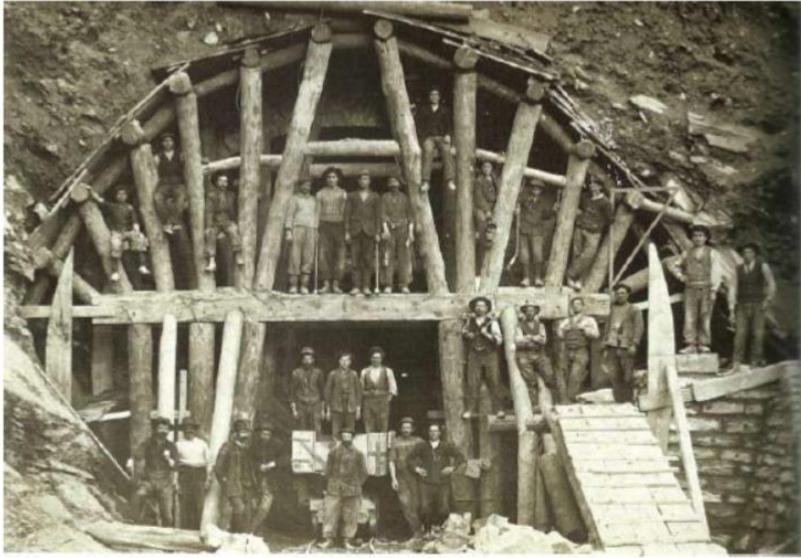
Fonte: Adaptado de Moraes Júnior (1999, p.10)

Estes métodos construtivos do século XIX, entretanto, tinham grandes problemas na visão de Moraes Júnior (1999), e eram decorrentes do intervalo entre a escavação e colocação do suporte, e das imperfeições entre o suporte e o maciço circundante. Os problemas gerados, se devem principalmente aos espaços vazios que ficavam entre o suporte e o maciço escavado, ocasionado pelos materiais utilizados na época, como o escoramento em madeira e o revestimento de alvenaria de tijolos. Os espaços vazios permitiam ao maciço uma acomodação, ocasionando assim deformações na alvenaria, o que por consequência acarretava danos a ambos, tanto ao elemento de suporte quanto ao próprio maciço.

De acordo com Teixeira (1994), os suportes temporários de madeira causavam grandes relaxações no maciço, ocasionando enormes deformações, especialmente na abóbada do túnel, antes que o revestimento em alvenaria estivesse concluído. Este problema era decorrente da tendência da madeira em entrar em decomposição, principalmente quando em contato com umidade - o que representava um grande problema a este tipo de material, pois a água é um elemento de grande ocorrência em obras subterrâneas - acelerando assim o processo de apodrecimento (apud MORAES JÚNIOR, 1999).

A Figura 17 mostra como era o suporte em madeira recorrente, com detalhe pra pequena abertura na parte inferior resultante do grande escoramento necessário.

Figura 17 - Túnel com escoramento em madeira (Löchtersberg, 1913).



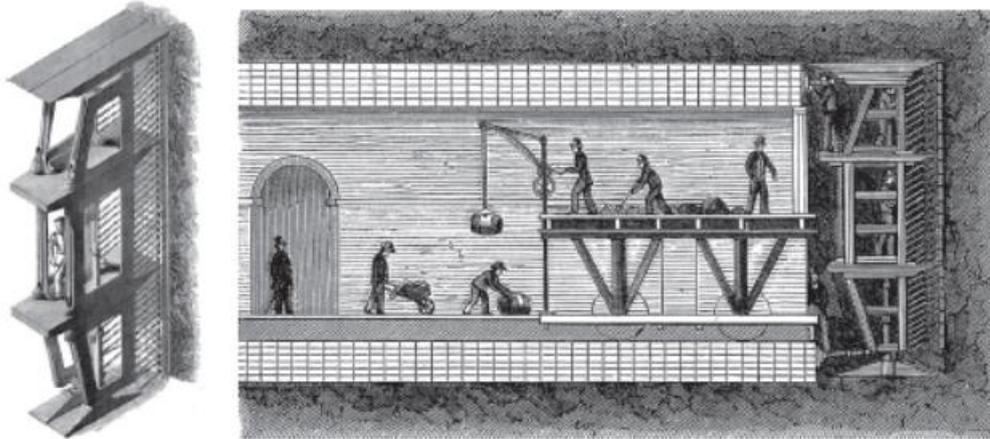
Fonte: Celestino (2017)

Ainda no século XIX, segundo Chapman, Metje e Stärk (2010), ocorre um grande marco na construção de túneis, a execução do primeiro túnel situado sob um curso fluvial, chamado Túnel do Tâmis, em Londres, sendo iniciado em 1825 e concluído apenas em 1842, com seu revestimento feito em tijolos.

A construção deste túnel ficou paralisada por 15 anos devido à dificuldade em se atravessar os solos pouco estáveis do terreno e com grande presença de água, chegando inclusive a haver algumas inundações de acordo com Megaw e Bartlett (1988). O desafio de execução foi tamanho, que tornou necessária a criação de novas soluções, como o suporte imediato durante a escavação, fato que tornou esta obra um marco, devido a inovadora utilização de um equipamento mecanizado para escavação, denominado *Shield* (em português, escudo), responsável por este suporte imediato almejado. (CASTRO, 2015; NÔRO, 2014).

O *Shield* (escudo) em questão, conhecido por “Escudo de Brunel” (Figura 18), foi projetado pelo engenheiro francês Marc Brunel e não era realmente uma precursora das *TBMs* - *Tunnel Boring Machines* (tuneladoras) atuais, pois o escudo atuava apenas como proteção aos trabalhadores durante o processo de construção, não tendo papel de efetuar a escavação, a qual era feita de modo convencional da época. (CHAPMAN; METJE; STÄRK, 2010; CASTRO, 2015)

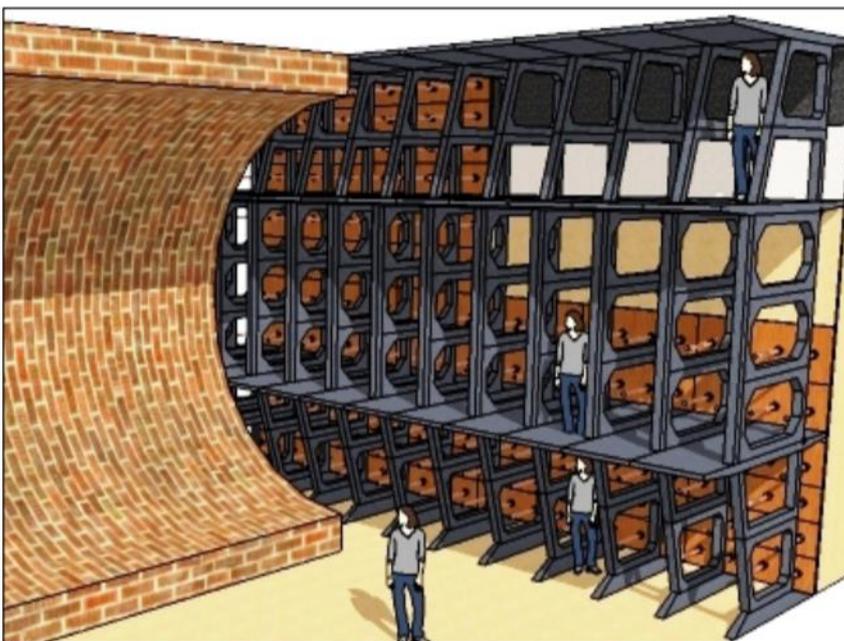
Figura 18 - Escudo de Brunel



Fonte: Chapman, Metje e Stärk (2010, p.4)

Este escudo segundo Megaw e Bartlett (1988) era composto por 3 fileiras horizontais com 12 “postos de trabalho” cada (Figura 19) onde era possível à cada operário trabalhar de forma independente, possuindo como princípio fundamental, o suporte das paredes laterais e da frente de escavação através de uma estrutura metálica de ferro fundido, que oferecia assim segurança aos mesmos. A progressão do maquinário era feita através da reação de macacos hidráulicos contra o revestimento já concluído (CHAPMAN; METJE; STÄRK, 2010; CASTRO, 2015).

Figura 19 – Perspectiva do Escudo de Brunel

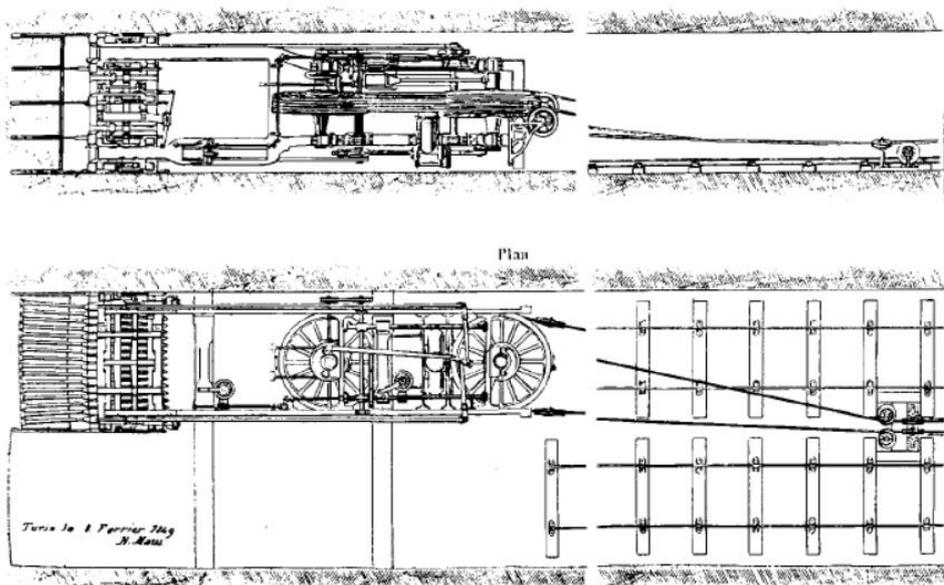


Fonte: Castro (2015, apud Sanchez, 2013)

A utilização de um Shield (escudo) na execução desta obra, responsável pelo suporte da parede do túnel e muitas vezes da frente, constituiu um avanço tecnológico importantíssimo nas construções de túneis, pois resultou em uma base para o processo de desenvolvimento e aperfeiçoamento das atuais máquinas escavadoras. (MOREIRA, 2006).

A partir desta concepção de Brunel, o engenheiro belga Henri Joseph Maus, projetou e construiu em 1846, a primeira tuneladora mecanizada de fato, tendo sido batizada de “*Mountain Slicer*”, com o intuito de ser utilizada na construção do túnel ferroviário *Fréjus*, situado sob o Monte Cenis, ligando a França e Itália através dos Alpes. Esta máquina (Figura 20), consistia de forma geral, em 100 martelos fixados na frente de uma locomotiva, trabalhando à percussão, onde através dos golpes profundos feitos pelos martelos na face da rocha, a mesma era dividida em blocos. (MAIDL *et al.*, 2008)

Figura 20 - Tuneladora “*Mountain Slicer*” de H.J. Maus, 1846.



Fonte: Maidl *et al.* (2008, p.2)

Segundo Maidl *et al.* (2008) apesar de ter apresentado um bom desempenho durante dois anos em um túnel de teste, porém, acabou não sendo utilizada na construção do túnel do Monte Cenis, devido à dúvidas acerca do equipamento de condução. O ar comprimido para dar força as brocas, era gerado por compressores

de água no portal de entrada do túnel e chegava à máquina através de tubulações feitas em mangueira de couro.

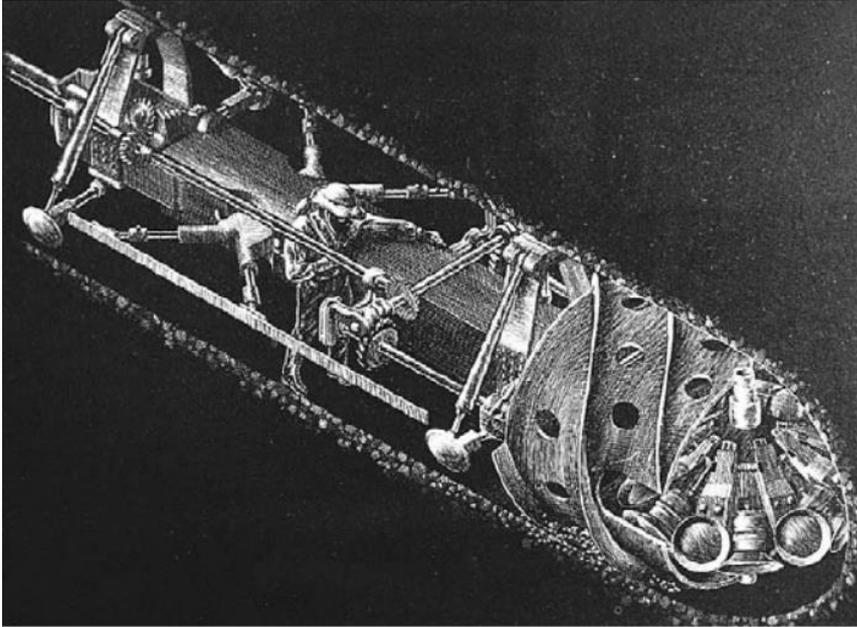
Maus supôs que haveria um desperdício grande de energia, aproximadamente 70%, pois dos 75Kw gerados apenas 22Kw chegariam de fato ao equipamento, um resultado das muitas ligações entre as tubulações que teriam de ser feitas, pois considerando os 12.990 m de extensão do túnel, ao passo que o túnel avançasse, estas muitas ligações resultariam em perda energética devido às ineficiências na transmissão decorrentes da tecnologia existente na época (MAIDL *et al.*, 2008; HAPGOOD, 2004).

A obra no entanto, acabou sendo concluída através de uma outra inovação, a perfuratriz pneumática de *Germain Sommeiler*, pois além dos problemas citados anteriormente, ficou identificado que o material utilizado no equipamento de corte da tuneladora de Maus não suportaria o desgaste durante a operação, anulando de vez a possível utilização do maquinário (MAIDL *et al.*, 2008; SZÉCHY, 1970).

Segundo Maidl *et al.* (2008) alguns anos mais tarde, em 1851, durante a construção do túnel de Hoosac em Massachussets nos Estados Unidos, o americano Charles Wilson dá um passo importante no horizonte das escavações mecanizadas, desenvolvendo uma tuneladora feita em ferro fundido que possuía muitas características de uma TBM (tuneladora) moderna.

O modo de operação desta máquina (Figura 21), consistia na escavação inteira da face através de discos de corte que Wilson já havia inventado em 1847, acoplados em uma cabeça rotativa frontal, que era pressionada contra a rocha através de apoios laterais que geravam impulso.

Figura 21 - Tuneladora de Charles Wilson, 1853



Fonte: Maidl et al. (2008, p.2)

Embora ter conseguido escavar cerca de 3 metros deste túnel, no entanto, assim como a tuneladora “*Mountain Slicer*” de Maus, a de Wilson também apresentou problemas de desgaste com os discos de corte, não se mostrando competitiva com a técnica de detonação à fogo *Drill and Blast* (Perfuração e Detonação) já bem difundida na época (MAIDL et.al, 2008).

Devido a estes problemas, o túnel de Hoosac (Figura 22) ficou marcado além das tentativas de perfuração com a tuneladora à ar comprimido de Wilson, por outra grande inovação, a utilização de Nitroglicerina como explosivo, e coincidentemente no mesmo ano (1867) em que acontece uma grande descoberta por parte de Alfred Nobel nesta área, a Dinamite, explosivo que apresenta maior segurança. (MOREIRA, 2006).

Figura 22 - Túnel de Hoosac (Massachussets, USA)



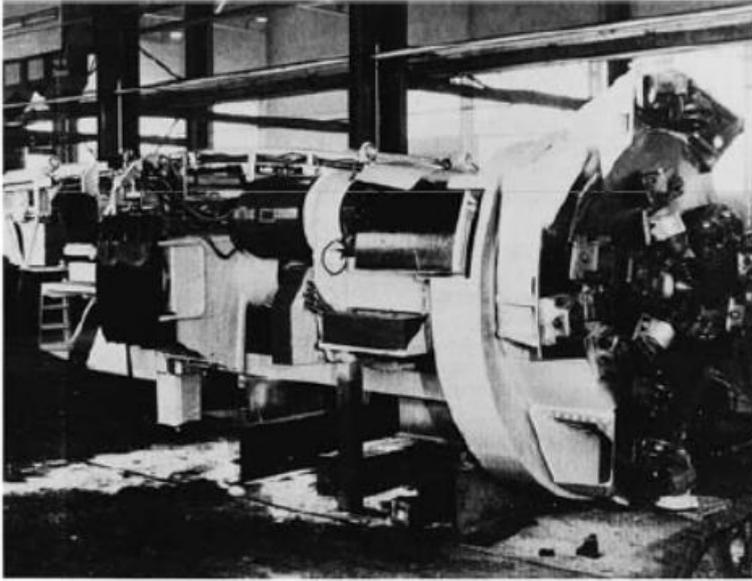
Fonte: Pinterest⁵

Nas décadas seguintes, registra-se intenso trabalho por parte dos engenheiros da época na tentativa de promover uma melhora nestes equipamentos, porém somente na década de 1950, aproximadamente 100 anos depois das primeiras invenções em tuneladoras, o engenheiro James S. Robbins desenvolve o maquinário que realmente levou ao grande avanço desta tecnologia, culminando nas TBMs (tuneladoras) modernas.

A tuneladora em questão (Figura 23), era uma TBM Gripper, caracterizada por ser totalmente aberta ao longo do seu comprimento e não realizar a colocação de suporte, sendo indicada em terrenos com capacidade autoportante, e foi utilizada em 1957 na abertura de um túnel de esgoto em Toronto no Canadá, com o objetivo de se escavar as difíceis formações geológicas de xisto e calcário. (MAIDL et al. 2008; CASTRO 2015; DE PAULO, 2014).

⁵ Disponível em: < <https://i.pinimg.com/originals/b2/7d/4a/b27d4a792ab2ee41396bc521bc309b61.jpg> >
Acesso em: 2 jun. 2019

Figura 23 - Tuneladora de James S. Robins, 1957



Fonte: Maidl et al. (2008)

O que conferiu sucesso a esta tuneladora, foi a invenção da cabeça de corte, adotando o mesmo princípio da cabeça de brocas a percussão da “*Mountain Slicer*” de Henri Joseph Maus, porém com aprimoramentos na eficiência, e apresentando uma redução nos discos de corte, que foram configurados desta vez, a girar de forma conjunta contra o material a ser escavado (MAIDL *et al.*, 2008).

2.3.2 Construções Pioneiras de Túneis no Brasil

O surgimento das primeiras obras subterrâneas no Brasil, têm seu início na segunda metade do século XIX e tinham finalidade ferroviária, conforme Silva Telles (2006, p.21) retrata:

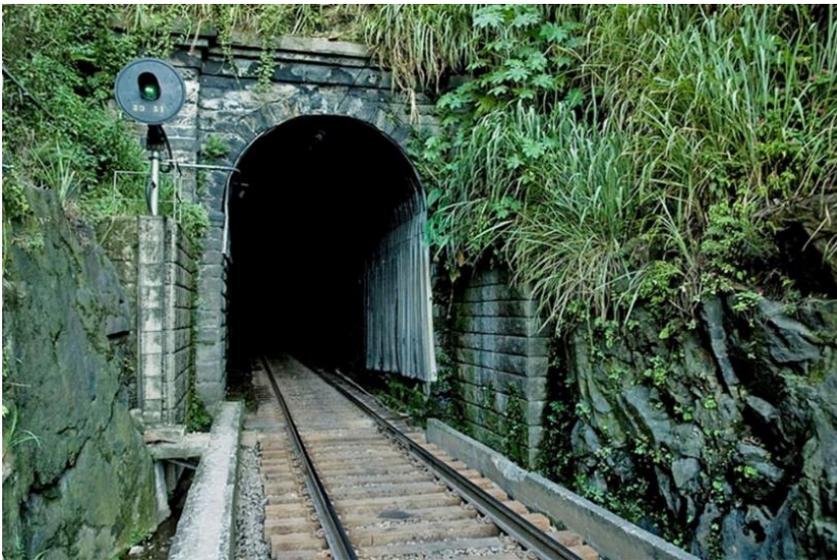
Acredita-se que o primeiro túnel no Brasil, tenha sido um pequeno, escavado em rocha, na famosa Rodovia União e Indústria, próximo a cidade de Três Rios (RJ). Foi aberto por volta de 1860 e desapareceu poucos anos depois, quando se construiu a linha ferroviária para Minas Gerais da antiga Estrada de Ferro D. Pedro II (depois E.F Central do Brasil). Não há nenhuma informação sobre as dimensões desse túnel, mas sua largura deveria ser 7m, a mesma da rodovia. A União e Indústria, primeira rodovia moderna do Brasil, tinha 144 km, e ligava Petrópolis (RJ), a Juiz de Fora (MG), apresentando características técnicas excepcionais para a época.

De acordo com Silva Telles (2006), uma obra contemporânea da citada acima, porém muito mais importante, foi o conjunto de 15 túneis, com um total de 5.220 metros de extensão, executados na chamada segunda seção da estrada de ferro D. Pedro II, situada na linha entre Japeri e Barra do Piraí (RJ), transpondo a Serra do Mar, destacando-se em uma das obras mais notáveis de engenharia do país, pois vence um desnível de cerca de 400m.

Esta obra ficou caracterizada pelas difíceis condições técnicas encontradas no subsolo, onde alguns destes túneis foram escavados em terra ou rocha decomposta, com a abóbada revestida em alvenaria de pedra, e outros abertos em rocha extremamente dura. Dentre estes túneis, o mais notável foi o número 12, também conhecido por Túnel Grande (Figura 24), com 2.238 m, iniciado em 1858 e concluído somente 1864.

Este túnel em rocha, foi aberto através de perfurações por ponteiros, utilização de marreta, e pólvora negra, pois não existia ainda a dinamite (inventada em 1867) nem as perfuratrizes mecânicas.

Figura 24 - Túnel Grande



Fonte: Portal Vale do Café⁶

⁶ Disponível em: < https://www.portalvaledocafe.com.br/engenheiro_paulo_de_frontin.asp > Acesso em: 23 mai. 2019

Já na questão dos túneis rodoviários, os mais antigos do Brasil, segundo Carvalho (2006), foram construídos no final século XIX, principalmente após a chegada da família real no Rio de Janeiro, devido ao crescimento da cidade na época, fato que expôs a necessidade de se expandir e encurtar suas distâncias através da topografia acidentada. Estes túneis encontram-se atualmente em plena atividade e são os túneis da rua Alice, concluído em 1887 e chamado antigamente de Rio Comprido e o túnel Alaor Prata (Figura 25), conhecido anteriormente também por Túnel Velho, concluído em 1891.

Figura 25 - Túnel Rodoviário Alaor Prata, Rio de Janeiro



Fonte: Globo⁷

Havia-se grandes problemas a serem enfrentados na abertura destes primeiros túneis rodoviários no Brasil. Além da rudimentariedade das técnicas e equipamentos disponíveis e da pouca disponibilidade de Dinamite, as doenças tropicais (Varíola, Febre Amarela e Malária) frequentemente acometiam os trabalhadores, representando grandes percalços, induzindo intensa presença de médicos sanitaristas nos canteiros de obras (CARVALHO, 2006).

Segundo Carvalho (2006), apesar de não haver registros descrevendo com detalhes os métodos de escavação e escoramento das aberturas destes túneis, sabe-se que são revestidos em concreto armado e seguiam, principalmente até meados do

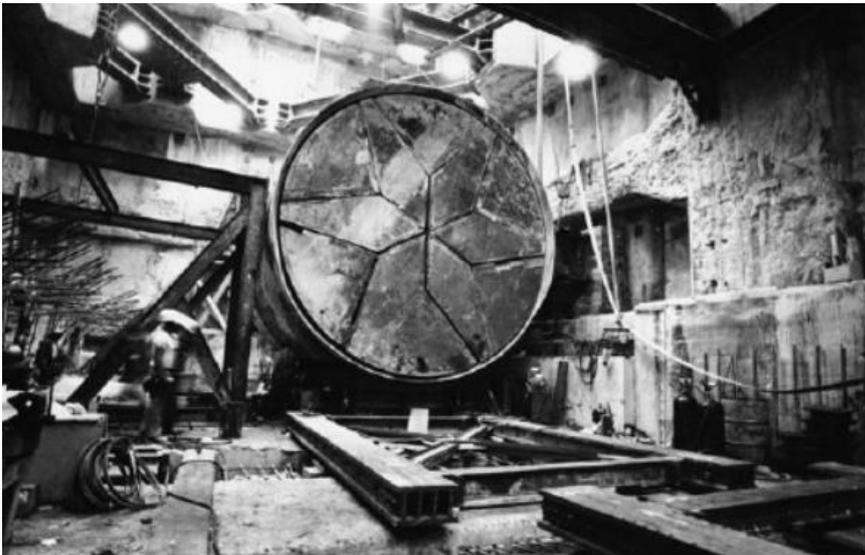
⁷ Disponível em: < <https://acervo.oglobo.globo.com/incoming/tuneis-cariocas-20753787> > Acesso em: 26 mai. 2019

século XX, a metodologia de abertura baseada nas experiências internacionais de construção de túneis ferroviários, como os citados anteriormente, métodos, belga, alemão, austríaco clássico, dentre outros.

Na segunda metade do século XX, dá-se início a modernização das construções de túneis no Brasil, com a utilização pela primeira vez do Novo Método Austríaco de Túneis (*New Austrian Tunneling Method – NATM*), que será abordado neste trabalho, ao final da década de 1960 e início da de 1970, na rodovia dos Imigrantes ligando São Paulo à Santos, o que causou uma impulsão na frequência de utilização desta técnica nas demais obras subterrâneas pelo país.

Outro fato histórico desse período de modernização no Brasil, foi a utilização da primeira *TBM – Tunnel Boring Machine* (Tuneladora) (Figura 26), neste caso, de frente aberta, responsável por escavar uma parcela do trajeto da linha 1 do metrô de São Paulo, na década de 1970 (ROCHA, 2012).

Figura 26 - TBM utilizada na linha 1 do metrô de São Paulo



Fonte: Rocha (2012)

2.4 CARACTERIZAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DOS MACIÇOS ROCHOSOS

Do ponto de vista da engenharia, um maciço rochoso pode ser considerado como um conjunto de blocos de rocha justapostos e articulados, constituído pela matriz rochosa (também chamada de rocha intacta), juntamente com as estruturas que delimitam ou interrompem a continuidade desta rocha intacta, as chamadas descontinuidades.

Na prática, raramente são íntegros e homogêneos, ou seja, quase sempre apresentam estas estruturas, as quais resultam em pontos de fraqueza e percolação de água para o interior (SERRA JÚNIOR e OJIMA, 1998; JAQUES, 2014).

Segundo Jaques (2014, p.1), realizar a caracterização geológico-geotécnica e a classificação geomecânica de um maciço rochoso significa:

[...]Fazer o levantamento sistemático de todas as litologias da área de estudo, das descontinuidades existentes, das condições de água subterrânea e o estado de tensões procedendo-se a investigações de campo, ensaios de laboratório, e revisão bibliográfica, visando obter uma valoração de um conjunto de parâmetros que melhor traduzam as condições geológico-geotécnicas e que serão utilizados para, de acordo com os critérios do sistema de classificação de maciços adotado, definir aspectos qualitativos e quantitativos dos maciços rochosos investigados.

Os maciços rochosos, conforme exposto, são estruturas de grande complexidade, devido à sua heterogeneidade, anisotropia e presença de descontinuidades, resultado dos fenômenos físicos e químicos (intemperismo) a quais foram submetidos durante sua evolução milenar. (SERRA JÚNIOR e OJIMA, 1998)

Nesse sentido, e por conta desta complexidade, Bieniawski (1989), afirma que a caracterização e classificação geomecânica são necessárias no intuito de se conseguir compreender os maciços, tendo como principais objetivos: identificar os aspectos ou as características mais significantes que influenciam o comportamento dos maciços; separar um determinado maciço rochoso em grupos que apresentem comportamento similar entre si, o que significa também, dividir estes maciços em classes de qualidade; obter uma base para facilitar a compreensão das características de cada classe de maciço rochoso; permitir a comparação entre as características e aspectos de um determinado maciço com as condições e informações encontradas em outros.

As classificações geomecânicas dos maciços rochosos apresentam-se muito importantes aos engenheiros, principalmente nas etapas iniciais de projeto, pois constituem-se uma maneira simples (por necessitar de dados de acesso mais fácil) e não onerosa de prever o possível comportamento do maciço diante as escavações, quando não se dispõe de maiores informações como: estados de tensões *in situ*, condições hidrogeológicas e outras informações de difícil acesso no maciço, que possibilitem análises mais elaboradas.

Desta maneira, auxiliam nas tomadas de decisões, fornecendo uma estimativa do tempo de auto-sustentação, juntamente com as informações necessárias para que se possa escolher os tipos de suporte, forma de avanço da escavação, geometria da seção, método de desmonte, dentre outros aspectos. (SERRA JÚNIOR e OJIMA, 1998; HOEK, 2000).

Hoek (2000), no entanto, ressalta dois pontos importantes: que as classificações geomecânicas possuem limitações e não devem substituir procedimentos mais elaborados e tradicionais de análise em projetos de engenharia (como softwares de análise tridimensional); e que à medida em que a obra se inicia e avança, as novas informações disponíveis devem ser utilizadas pelo geólogo para caso necessário atualizar a classificação, e desta forma, dependendo da nova classe do maciço, serem mantidas ou repensadas as soluções que vem sendo adotadas.

A seguir, serão apresentados os principais aspectos que exercem influência na qualidade de um maciço rochoso, sendo estes, a litologia, grau de alteração, coerência e descontinuidades. São estas características, na visão de Serra Júnior e Ojima (1998), que traduzem a qualidade de um maciço rochoso, e alguns destes parâmetros, utilizados para posteriormente se realizar a classificação geomecânica do mesmo.

2.4.1 Litologia

A litologia, ou classificação litológica, corresponde aos tipos de rochas presentes no maciço, que são denominadas e identificadas através da classificação de acordo com os conceitos de Petrografia.

A Petrografia por sua vez poder ser caracterizada como um segmento da Geologia responsável por estudar as rochas, realizando a identificação da

mineralogia, cor, textura, granulometria ou tamanho dos grãos, e outros aspectos importantes que tornem possível a individualização destas.

Uma classificação litológica para fins de engenharia, apesar de utilizar os conceitos de petrografia usuais em Geologia, não deve apresentar nomenclaturas complexas que dificultem o seu entendimento, procurando ser o mais simples e objetiva possível para que facilite os trabalhos práticos. (SERRA JÚNIOR e OJIMA, 1998)

2.4.2 Alteração

A alteração, comumente chamada também de grau de alteração, pode ser definida, segundo Serra Júnior e Ojima (1998), como um conjunto das condições físico-químicas as quais as rochas estão submetidas, e, que desta forma, propicia a degradação, ou a perda de suas características mecânicas.

De acordo com os autores, as rochas apresentam menor resistência mecânica e maior deformabilidade na medida em que a alteração se mostra mais avançada quando comparada a um mesmo tipo litológico, ou seja, um mesmo tipo de rocha. Desta forma consegue-se reconhecer os estágios ou graus de intensidade de manifestação do processo.

Os principais tipos de alteração que afetam as rochas são a alteração deutérica, também chamada de primária, a qual ocorre em ambientes endógenos, especialmente devido a fenômenos magmáticos, e a alteração meteórica, comumente chamada de intempérica, ocorrendo em ambientes exógenos, devido à atuação dos mais diversos fenômenos que ocorrem na hidrosfera e atmosfera.

Apesar de algumas rochas apresentarem alteração do tipo deutérica, ocorrida em ambientes endógenos, no entanto, o segundo tipo de alteração se mostra mais importante no ponto de vista de Geologia de Engenharia, devido aos processos de intemperismo, que são responsáveis pela degradação da rocha, resultando na diminuição da resistência mecânica, aumento da deformabilidade, e a modificação das propriedades hidráulicas destes materiais. Com certa frequência, este tipo de alteração também é denominado decomposição, por levar à perda de características geomecânicas dos materiais rochosos.

Em regiões que apresentam clima tropical, como se enquadra o Brasil, a ação intempérica, é de origem predominantemente química, capaz de afetar os maciços

rochosos até grandes profundidades. O comportamento das rochas quando expostas ao intemperismo ocorrem de maneira diferente entre umas e outras, fazendo dessa forma, com que os maciços apresentem maior ou menor anisotropia, condicionada pela existência de camadas rochosas ou setores do maciço mais suscetíveis à alteração. (SERRA JÚNIOR e OJIMA, 1998).

Segundo os autores, a identificação do estado de alteração das rochas é feita de maneira visual e tátil, embasando-se em variações do brilho e da cor dos minerais, da cor da rocha, além da tenacidade⁸ e friabilidade⁹.

Serra Júnior e Ojima (1998) mencionam ainda que a alteração é um critério que deve ser utilizado para comparação entre variedades de rochas de um mesmo tipo litológico, ou seja, que as rochas magmáticas sejam comparadas entre si, metamórficas e sedimentares idem.

Os autores destacam que este conceito é bem aplicado em rochas de origem metamórfica e magmática, pois em rochas sedimentares a evolução do grau de alteração devido aos agentes intempéricos, pode não resultar em perda da resistência mecânica. Além disso, outro fator que torna este critério não recomendável para rochas sedimentares, é o fato de haver uma grande dificuldade em se identificar o grau de alteração em que a estas rochas se encontram, pois muitas vezes não há a variação de cor ou brilho, o que recorrentemente é percebido em rochas magmáticas e metamórficas, tornando o parâmetro da coerência, que será visto em sequência, mais indicado para utilização neste tipo litológico, especialmente nas arenosas.

Uma recomendação que deve ser levada em conta, de acordo com a International Society for Rock Mechanics (ISRM, 2007), conforme citado por Jaques (2014) é que a análise do grau de alteração deve ser feita de maneira distinta entre o maciço rochoso e a matriz rochosa, onde primeiramente realiza-se a descrição da alteração do maciço como um todo (Quadro 3), e em seguida da matriz rochosa (Quadro 4).

⁸ Tenacidade - A Tenacidade é a resistência que o material possui ao choque ou a percussão (pancada) sem se romper, ou seja, um material tenaz é aquele que possui um alto grau de deformação sem se romper. Em outras palavras, a tenacidade é quantidade de energia mecânica que o material pode absorver sem se fraturar.

⁹ Friabilidade – Qualidade do que é friável. 1. Que é frágil ou quebradiço; o que se despedaça com facilidade. 2- Referente à rocha que se desagrega ou desestrutura facilmente.

Quadro 3 - Grau de intemperismo do Maciço Rochoso

TERMO	DESCRIÇÃO	CLASSE
SÃO	Nenhum sinal visível de alteração da matriz; possível leve descoloração ao longo das descontinuidades principais.	I
LEVEMENTE INTEMPERIZADO	Descoloração indica intemperismo da matriz da rocha e de superfícies de descontinuidade. Toda a matriz da rocha pode estar descolorida pelo intemperismo e pode estar algo mais branda externamente do que na condição sã.	II
MEDIANAMENTE INTEMPERIZADO	Menos da metade da matriz da rocha está decomposta e, ou, desintegrada à condição de solo. Rocha sã ou descolorida está presente, formando um arcabouço descontínuo ou como núcleos de rocha.	III
ALTAMENTE INTEMPERIZADO	Mais da metade da matriz da rocha está decomposta e, ou, desintegrada à condição de solo. Rocha sã ou descolorida está presente, formando um arcabouço descontínuo ou como núcleos de rocha.	IV
COMPLETAMENTE INTEMPERIZADO	Toda a matriz da rocha está decomposta e, ou, desintegrada à condição de solo. A estrutura original do maciço está, em grande parte, preservada.	V
SOLO RESIDUAL	Toda a rocha está convertida em solo. A estrutura do maciço e da matriz da rocha está destruída. Há grande variação de volume, mas o solo não foi significativamente transportado.	VI

Fonte: International Society for Rock Mechanics (ISRM, 2007 apud Jaques, 2014)

O Quadro 4 apresenta segundo o Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT, 1984) as siglas e denominações comumente utilizadas para avaliação do estado de alteração das rochas, juntamente com os critérios adotados para se definir os graus de intensidade desta alteração.

Quadro 4 - Grau de alteração das rochas

SIGLAS	DENOMINAÇÕES	CARACTERÍSTICAS DA ROCHA
A1 W1 RS	Rocha sã ou praticamente sã	Apresenta minerais primários sem vestígios de alteração ou com alterações físicas e químicas incipientes. Neste caso, a rocha é ligeiramente descolorida.
A2 W2 RAD	Rocha medianamente alterada	Apresenta minerais medianamente alterados e a rocha é bastante descolorida.
A3 W3 RAM	Rocha muito alterada	Apresenta minerais muito alterados, por vezes pulverulentos e friáveis.
A4 W4 REA	Rocha extremamente alterada	Apresenta minerais totalmente alterados e a rocha é intensamente descolorida, gradando para cores de solo.

Fonte: Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT, 1984).

2.4.3 Coerência

O grau de coerência, também referido muitas vezes como grau de consistência, tem sua definição embasada em propriedades como: tenacidade, dureza¹⁰, e friabilidade das rochas.

Segundo Guidicini et al. (1972), assim como o grau de alteração, o grau de coerência também é caracterizado de forma tátil-visual, através da resistência apresentada pela rocha quando submetida ao impacto do martelo de geólogo, e ao risco com lâmina de aço.

Vale ressaltar, segundo os autores, que a exemplo do o grau de alteração, o grau de coerência também é um critério que apresenta certa subjetividade, sendo utilizado para comparação primordialmente entre variedades de um mesmo tipo litológico. Estes parâmetros permitem, de forma prática e confiável, obter a intensidade do intemperismo sofrido por um maciço rochoso, onde as consequentes modificações que este fenômeno exerce nas propriedades mecânicas das rochas, têm grande utilidade na engenharia.

O Quadro 5 apresenta os critérios para definição da coerência das rochas bem como as siglas e denominações usuais.

¹⁰ Dureza – É a resistência que a superfície lisa de um mineral oferece ao ser riscada. O grau de dureza é determinado pela comparação da facilidade ou dificuldade que a superfície de um mineral oferece ao ser riscado por outro ou por um material de dureza conhecida.

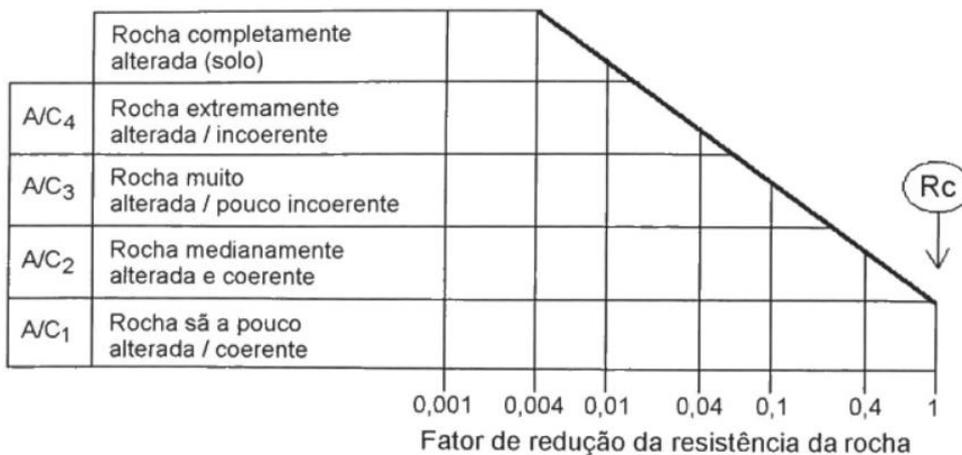
Quadro 5 - Graus de Coerência e Características da Rocha

SIGLAS	DENOMINAÇÃO	CARACTERÍSTICAS DA ROCHA
C1	Coerente	Quebra com dificuldade ao golpe do martelo de geólogo, produzindo fragmentos de bordas cortantes. Superfície dificilmente riscável por lâmina de aço. Escavável somente à fogo
C2	Moderadamente Coerente	Quebra com dificuldade ao golpe do martelo de geólogo. Superfície riscável com lâmina de aço. Escavável à fogo.
C3	Pouco Coerente	Quebra com facilidade ao golpe do martelo de geólogo, produzindo fragmentos que podem ser partidos manualmente. Superfície facilmente riscável por lâmina de aço. Escarificável
C4	Incoerente	Quebra com a pressão dos dedos, desagregando-se. Pode ser cortada com lâmina de aço. Friável e escavável com lâmina.

Fonte: Guidicini et al., (1972)

De maneira geral, percebe-se que a influência que o grau de alteração e coerência exerce na resistência das rochas decresce a medida em que mais alterada se encontra a rocha, onde em um primeiro momento ocasionam uma drástica redução nesta propriedade, enquanto nos estágios mais avançados de alteração e baixa coerência, observa-se uma atenuação dessa influência, ou seja, já não reduz de forma impactante conforme acontece nos primeiros graus de alteração, como exemplifica a Figura 27.

Figura 27 - Influência do grau de alteração/coerência na resistência das rochas.



Rc = resistência à compressão uniaxial da rocha sã
A/C = Alteração/coerência

Fonte: Stacey e Page (1986, apud Serra Júnior e Ojima, 1998)

2.4.4 Descontinuidades – Tipos e Características

As descontinuidades, dentro da concepção de geologia, podem ser designadas como um termo geral que engloba qualquer feição geológica que interrompa a continuidade de um meio rochoso, ou de maneira simplificada, corresponde aos “defeitos” presentes nos mesmos. Podem ser caracterizadas também, em termos práticos, como sendo qualquer superfície natural em que a resistência à tração é nula ou muito baixa.

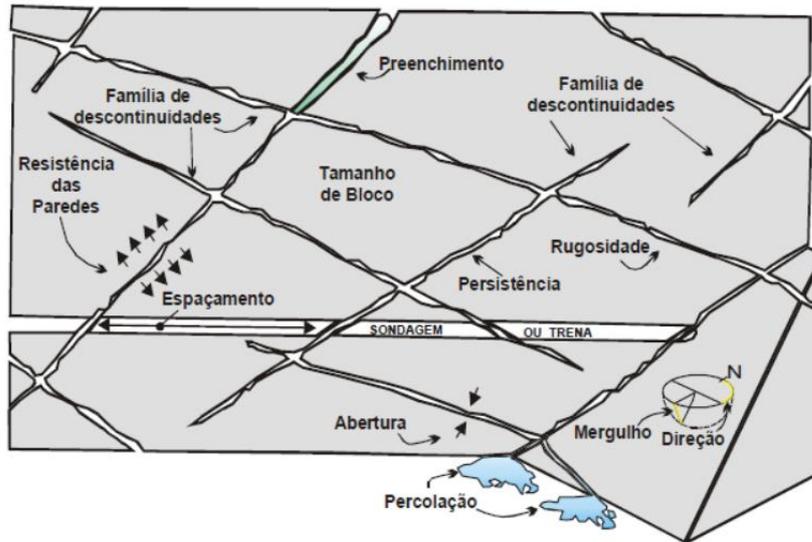
Segundo a International Society for Rock Mechanics (ISRM, 1978), estas estruturas geológicas possuem extrema importância, exigindo muitas vezes estudos mais extensos, pois são as principais responsáveis por condicionar, e de maneira muito forte, as propriedades de deformabilidade, resistência, e permeabilidade, podendo controlar e influenciar toda a estabilidade do maciço rochoso.

Além disso, segundo Jaques (2014), com exceção de casos específicos, a grande maioria das rupturas acontece ao longo destas partes de maior fraqueza.

A importância das descontinuidades em um maciço, além dos motivos supracitados, se mostra tão evidente pois sem elas o maciço se comportaria como uma rocha intacta, e seu comportamento dependeria apenas das características intrínsecas, como coesão e ângulo de atrito. No entanto, sabe-se que as propriedades do maciço são sem dúvidas muito mais afetadas pelas descontinuidades e suas características do que outros aspectos. (NOGOSEKE, 2009).

Dentre o universo destas estruturas, é fundamental destacar as principais características, sendo estas: orientação espacial, persistência, espaçamento, rugosidade, abertura e preenchimento, como podem ser observados na Figura 28, e também os principais tipos, como juntas e falhas, que serão abordados nos itens a seguir.

Figura 28 - Principais características das discontinuidades



Fonte: Nunes (2009)

2.4.4.1 Juntas

As juntas ou diaclases, são tipos de fraturas (descontinuidades) que ocorrem de maneira sistemática, e caracterizam-se por serem tipos fraturas onde não há significativo deslocamento entre os blocos (MAGALHÃES e CELLA, 1998).

De acordo com Wyllie e Mah (2004), um conjunto de juntas paralelas, com orientação e origem semelhante, é chamado de família de juntas (*joint set*) e a intersecção de duas ou mais famílias de juntas produzem um sistema de juntas (*joint system*), como pode ser observado na Figura 29.

Figura 29 - Intersecção de juntas



Fonte: Salamuni (2013).

2.4.4.2 Falhas

As falhas, também chamadas de paráclases, são um tipo de descontinuidade, onde os blocos separados pela fratura, sofrem deslocamento, atritando-se uns com os outros, ocasionando fragmentação das rochas algumas vezes. (MAGALHÃES e CELLA, 1998).

2.4.4.3 Orientação

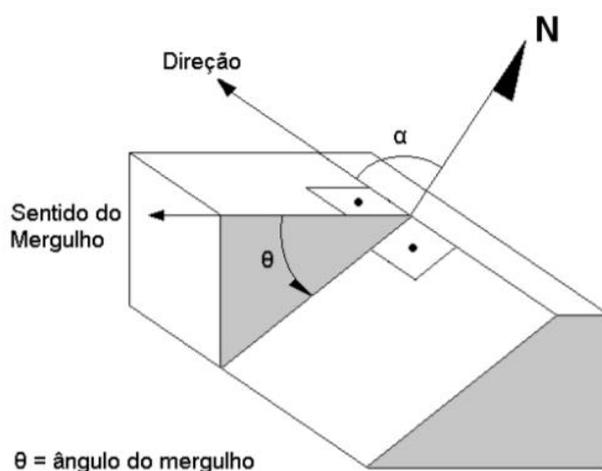
Como citado anteriormente, as descontinuidades de um maciço rochoso, distribuem-se espacialmente seguindo orientações preferenciais, que desta maneira formam as famílias e sistemas.

A orientação de um plano de descontinuidade no espaço, também chamada de atitude, é obtida através da medição com bússola, e é constituída pela direção e mergulho deste plano. (NOGOSEKE, 2009; FREITAS, 2011).

De acordo com Magalhães e Cella (1998), a direção é definida pelo ângulo que a intersecção do plano da descontinuidade, com o plano horizontal, faz com a direção norte, e o mergulho é o ângulo de inclinação com o plano horizontal. Já a reta do mergulho, segundo os autores, é a reta de máxima inclinação no plano, perpendicular à direção.

A Figura 30 ilustra estes conceitos que compõem a orientação espacial de uma descontinuidade.

Figura 30 - Definição dos termos de orientação espacial das descontinuidades



Fonte: Magalhães e Cella (1998, p.48)

A orientação das discontinuidades, como pode ser visto no Quadro 6, se mostra uma característica importante, pois dependendo da direção e mergulho, pode resultar na estabilidade da escavação ou favorecer a ocorrência de deslocamentos excessivos, indicando se determinados blocos são instáveis ou não (FRANCISS e ROCHA, 1998).

Quadro 6 - Provável influência do mergulho e direção nas escavações

MERGULHO E DIREÇÃO	CONSEQUÊNCIAS
Direção normal e mergulho concordante com o sentido de avanço da escavação	Face estável. Estratos ou contatos menos competentes permanecem ocultos sobre a projeção horizontal da abóbada enquanto não são detectados, inesperadamente, durante um avanço. Neste caso, a possibilidade de instabilização do teto, com o prosseguimento do avanço, deve ser imediatamente avaliada. Recomendável a identificação prévia de situações de risco através de túnel piloto ou sondagens horizontais.
Direção aproximadamente normal e mergulho contrário ao sentido de avanço	Face menos estável. Estratos ou contatos menos competentes permanecem ocultos apenas sob o piso. Neste caso, a possibilidade de instabilização do teto, com o prosseguimento do avanço, não é imediata. As situações de risco podem ser analisadas após sua identificação, durante um avanço.
Direção aproximadamente paralela ao avanço	A estabilidade das paredes condicionadas pela atitude relativa do mergulho: desfavorável no sentido do piso e favorável no sentido inverso. Os estratos ou contatos menos competentes comandam o estado final de equilíbrio no teto e paredes.
Direção transversal ao avanço	Esta condição pode resultar em distribuição de tensões muito assimétricas e <i>overbreak</i> excessivo. A estabilidade final é condicionada pela combinação das circunstâncias e fatores precedentes.
Mergulho subvertical e direção aproximadamente paralela ao avanço	Estratos delgados nas paredes podem acusar instabilidades locais. Condição muito adversa no teto. Estratos espessos, com fraturamento normal aos contatos, podem desprender-se da abóbada. Um reforço estrutural adequado requer o intertravamento dos estratos críticos nas laterais.
Mergulho subvertical e direção aproximadamente normal ao avanço	Condição menos adversa no teto. Estratos espessos, com contatos frágeis ou fluentes, podem desprender-se da abóbada a curto ou longo prazo, respectivamente. Um reforço estrutural adequado requer o intertravamento dos estratos críticos nas laterais.
Mergulho subhorizontal	Paredes usualmente estáveis. O equilíbrio final da abóbada depende da competência dos contatos e estratos situados imediatamente sobre a projeção horizontal da abóbada. Um reforço estrutural adequado requer o intertravamento dos estratos críticos nas laterais. Estratos com espessuras superiores a 1m podem admitir vãos horizontalizados, autoportantes, até 10m de largura. Espessuras inferiores a 0,5m exigem abóbadas em arco, reforçadas com tirantes nas laterais, quando o vão ultrapassa 10m.

Fonte: Franciss e Rocha (1998, p.449)

2.4.4.4 Persistência

Segundo Magalhães e Cella (1998, p.49) a definição de persistência pode ser feita da seguinte maneira:

A persistência ou continuidade de uma fratura é o parâmetro ligado ao tamanho e à forma geométrica da estrutura, e por isso é altamente afetado pela orientação e dimensão da superfície rochosa na qual ela se apresenta. Tanto a forma, quanto as dimensões de uma fratura podem ser controladas por aspectos geométricos do maciço rochoso.

A persistência, ou continuidade, na concepção de Freitas (2011), também pode ser caracterizada como sendo a maior extensão de um plano de descontinuidade observado em um afloramento, e é obtida através da medição do comprimento do traço de uma descontinuidade em uma superfície exposta do maciço.

A alta ou baixa persistência das juntas em um maciço rochoso, conforme classificação da International Society for Rock Mechanics (ISRM, 1978) (Quadro 7) determinam seu padrão de divisão.

Segundo Magalhães e Cella (1998), a persistência de dois sistemas de descontinuidades perpendiculares entre si não necessariamente configura a formação de um bloco rochoso, e que há uma maior probabilidade na formação de blocos quando os dois sistemas são oblíquos, um em relação ao outro.

Na visão dos autores “são necessárias pelo menos três famílias sistemáticas de juntas, razoavelmente persistentes, para que haja a formação de blocos rochosos bem definidos” (MAGALHÃES e CELLA, 1998, p.49).

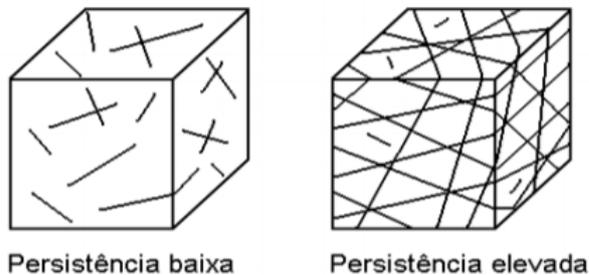
Quadro 7 - Classificação da persistência

ESPAÇAMENTO (m)	DENOMINAÇÕES
< 1	Persistência muito baixa
1 - 3	Persistência baixa
3 - 10	Persistência média
10 - 20	Persistência alta
> 20	Persistência muito alta

Fonte: Adaptado da International Society for Rock Mechanics (ISRM, 1978).

A Figura 31 ilustra os aspectos da formação de blocos de acordo com a função da persistência dos sistemas de descontinuidades.

Figura 31 - Aspectos da formação de blocos em função da persistência de juntas



Fonte: Magalhães e Cella (1998)

2.4.4.5 Espaçamento

Segundo Magalhães e Cella (1998), o espaçamento pode ser destacado como um dos parâmetros de maior importância no comportamento mecânico e hidráulico dos maciços rochosos, tendo por objetivo mensurar a “abundância” relativa das descontinuidades.

De maneira geral, corresponde à distância entre duas descontinuidades adjacentes de uma mesma família, onde o menor espaçamento entre fraturas, ou quanto menor a distância entre elas em um maciço, maiores deformações e permeabilidade estará sujeito. (AZEVEDO e ALBUQUERQUE, 1998).

O Quadro 8 apresenta a classificação do espaçamento de acordo com a Associação Brasileira de Geologia de Engenharia (ABGE, 1983), e é obtido através da medição com fita graduada em afloramentos e testemunhos de sondagem.

Quadro 8 – Classificação do espaçamento

SIGLAS	ESPAÇAMENTO (cm)	DENOMINAÇÕES
E1	>200	Muito afastadas
E2	60 a 200	Afastadas
E3	20 a 60	Medianamente afastadas
E4	6 a 20	Próximas
E5	< 6	Muito próximas

Fonte: ABGE (1983 apud Serra Júnior e Ojima, 1998).

A Figura 32 demonstra na prática um conjunto de juntas (diaclases) com espaçamento classificado como muito próximos, ou também denominado de espaçamento pouco afastado.

Figura 32 – Diaclases com espaçamento muito próximo



Fonte: Frank (2008, p.71)

2.4.4.6 Grau de Fraturamento

O grau de fraturamento do maciço, também chamado de frequência da descontinuidade é um parâmetro que está ligado ao espaçamento, expressando a quantidade de descontinuidades por metro linear.

Apesar de estar associado ao espaçamento, difere-se deste pelo fato de refletir a quantidade de pedaços em que o maciço ficou fragmentado e não a distância perpendicular entre fraturas de uma mesma família. (NOGOSEKE, 2009)

O fraturamento desta forma está condicionado pelo número de famílias de descontinuidades e pelo espaçamento entre elas, pois quanto mais famílias e menor o espaçamento, maior o grau de fraturamento do maciço.

Guidicini *et al.* (1972) classificam o grau de fraturamento a partir do Quadro 9.

Quadro 9 – Classificação do grau de fraturamento

SIGLAS	NÚMERO DE FRATURAS POR METRO	DENOMINAÇÃO
F1	<1	Ocasionalmente Fraturado
F2	1 - 5	Pouco Fraturado
F3	6 - 10	Medianamente Fraturado
F4	11 - 20	Muito Fraturado
F5	>20	Extremamente Fraturado

Fonte: Adaptado de Guidicini *et al.* (1972)

2.4.4.7 Abertura

A abertura é a distância perpendicular que separa as duas paredes de uma descontinuidade, sendo uma característica muito importante no quesito da percolação de água no interior dos maciços rochosos. (MAGALHÃES e CELLA, 1998)

Este espaço pode se configurar vazio, ocupado por água, ou até mesmo por preenchimentos e mineralizações.

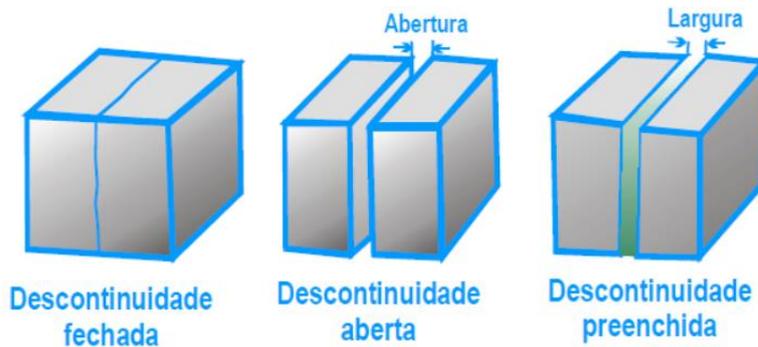
De acordo com a ISRM (1978), a abertura das descontinuidades pode ser classificada conforme Quadro 10, e pode ser melhor compreendida através da Figura 33.

Quadro 10 - Classificação das aberturas de descontinuidades

ABERTURA	DESCRIÇÃO	
< 0,1mm	Totalmente Selada	Fechadas
0,1 - 0,25 mm	Fechada	
0,25 - 0,5 mm	Parcialmente aberta	
0,5 - 2,5 mm	Aberta	Abertas
2,5 - 10 mm	Moderadamente aberta	
> 10 mm	Muito aberta	
1 - 10 cm	Muito larga	Afastadas
10 - 100 cm	Extremamente larga	
> 1 m	Caverna	

Fonte: Adaptado da International Society for Rock Mechanics (ISRM, 1978)

Figura 33 - Representação esquemática da abertura de uma descontinuidade



Fonte: Nunes (2009)

2.4.4.8 Preenchimento

O preenchimento pode ser considerado um termo geral para caracterizar os materiais que podem ocupar o espaço entre as paredes de uma descontinuidade, podendo ser arenoso, argiloso, quartzoso dentre outros.

Configura-se como uma característica importante dentro do estudo destas feições geológicas, pois dependendo da sua espessura e do material, pode acarretar grande influência na resistência ao cisalhamento e na condutividade hidráulica, condicionando como um todo o comportamento do maciço rochoso. (MAGALHÃES e CELLA, 1998).

Complementando a visão de Magalhães e Cella (1998), os autores Serra Júnior e Ojima (1998, p.216), afirmam que a influência que o tipo de preenchimento exerce nos parâmetros geotécnicos de uma descontinuidade é significativa, abordando da seguinte maneira:

O tipo de preenchimento tem influência notável nos parâmetros geotécnicos de uma descontinuidade. É evidente a diferença de comportamento quanto à resistência ao cisalhamento e à deformabilidade, entre uma descontinuidade preenchida por material argiloso mole e por material pétreo, este último por vezes mais resistente e menos deformável até que o próprio material que constitui o maciço rochoso.

Os autores expõem ainda que há uma grande diferença de comportamento hidráulico entre uma descontinuidade preenchida por material poroso e permeável, e outra preenchida por material poroso impermeável.

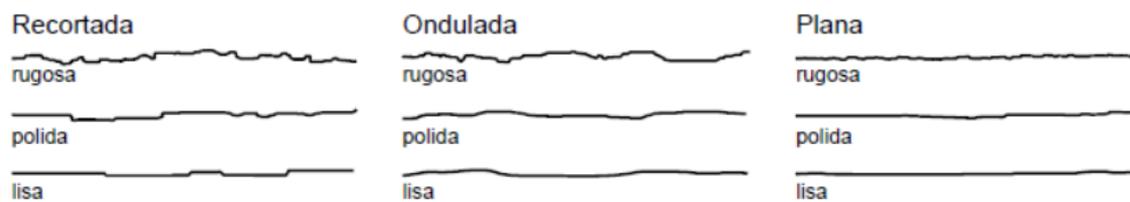
2.4.4.9 Rugosidade

A rugosidade representa as ondulações e irregularidades dos planos, influenciando especialmente a resistência ao cisalhamento, sobretudo quando se trata de descontinuidades não preenchidas, que desta forma causa um aumento no ângulo de atrito, levando à ruptura quando atingido um determinado nível de tensões. (SERRA JÚNIOR e OJIMA, 1998).

Observa-se no entanto, segundo Ferrer e Vallejo (1999), que a importância da rugosidade diminui com o aumento da abertura, espessura do preenchimento, e o material que constitui o preenchimento.

A Figura 34 apresenta os perfis geométricos da rugosidade.

Figura 34 - Perfis de Rugosidade



Fonte: Barton et al. (1974 apud Serra Júnior e Ojima, 1998)

2.4.5 Resistência

Estimar a resistência à compressão de um maciço rochoso pode ser considerado um dos grandes problemas na geotecnia, e a obtenção deste parâmetro só é possível com a realização de ensaios específicos em campo (*in situ*) ou em laboratório, como os de cisalhamento direto e triaxiais. (NOGOSEKE, 2009; FREITAS, 2011)

Apesar das rochas de um maciço rochoso estarem submetidas em seu interior a um estado triaxial de tensões, no entanto, mostra-se interessante e de grande utilidade, o comportamento das rochas à compressão simples, o que torna vantajoso muitas vezes o emprego de testes indiretos, menos dispendiosos e que fornecem este parâmetro, ao invés de testes de compressão uniaxial, que demandam muitas amostras e tempo de preparo (JAQUES, 2014).

Dentre os métodos alternativos para obtenção da resistência à compressão simples e muito utilizados, destacam-se o Ensaio de Carga Pontual, também

conhecido por *Point Load Test* e o teste de campo (*in situ*) chamado Martelo de Schmidt. (NOGOSEKE, 2009)

A classificação da qualidade de um maciço rochoso quanto a resistência à compressão é apresentada no Quadro 11.

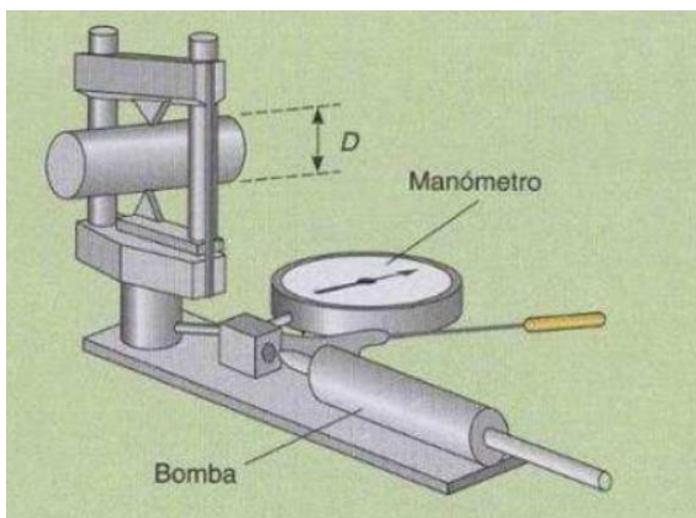
Quadro 11 - Classificação dos graus de resistência à compressão

SIGLAS	DENOMINAÇÃO	RESISTÊNCIA (Mpa)
R1	Muito Resistente	>120
R2	Resistente	120 - 60
R3	Pouco Resistente	60 - 30
R4	Brandia	30 - 10
R5	Muito Brandia	<10

Fonte: Adaptado de Guidicini et al. (1972)

O Ensaio de Carga Pontual (*Point Load Test*), é um teste indireto para obtenção da resistência à compressão, que consiste em levar corpos cilíndricos de diâmetro igual a 50 mm à ruptura, através da aplicação de uma carga concentrada entre duas ponteiros cônicos, podendo ser no sentido axial ou diametral do corpo de prova, conforme Figura 35. (JAQUES, 2014)

Figura 35 - Representação esquemática do Ensaio de Carga Pontual



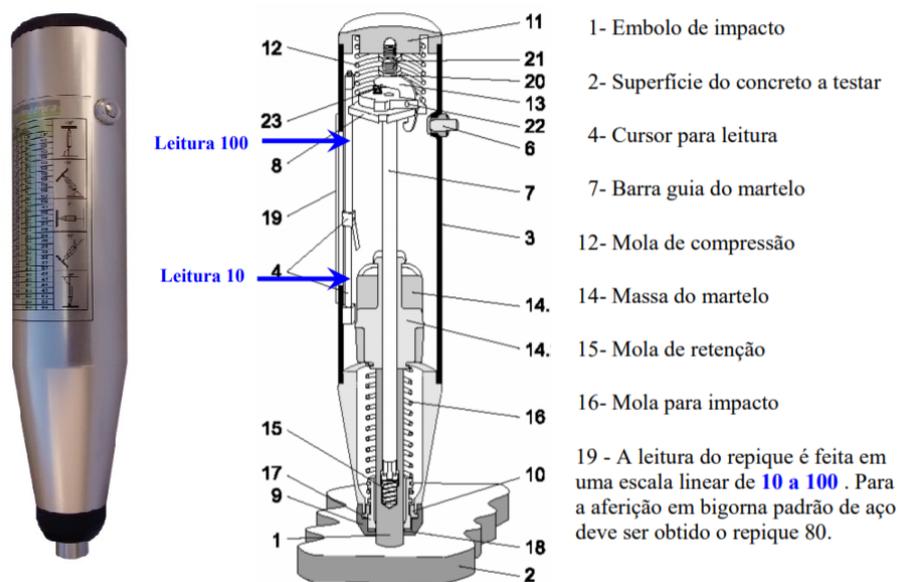
Fonte: Vallejo et al. (2002)

O outro ensaio comumente utilizado, chamado Martelo de Schmidt (Figura 36), muitas vezes referido como Esclerômetro de Schmidt, foi desenvolvido pelo

engenheiro suíço Ernest Schmidt, em 1948, com o intuito de medir a dureza superficial do concreto, e somente mais tarde foi adaptado para utilização em maciços rochosos.

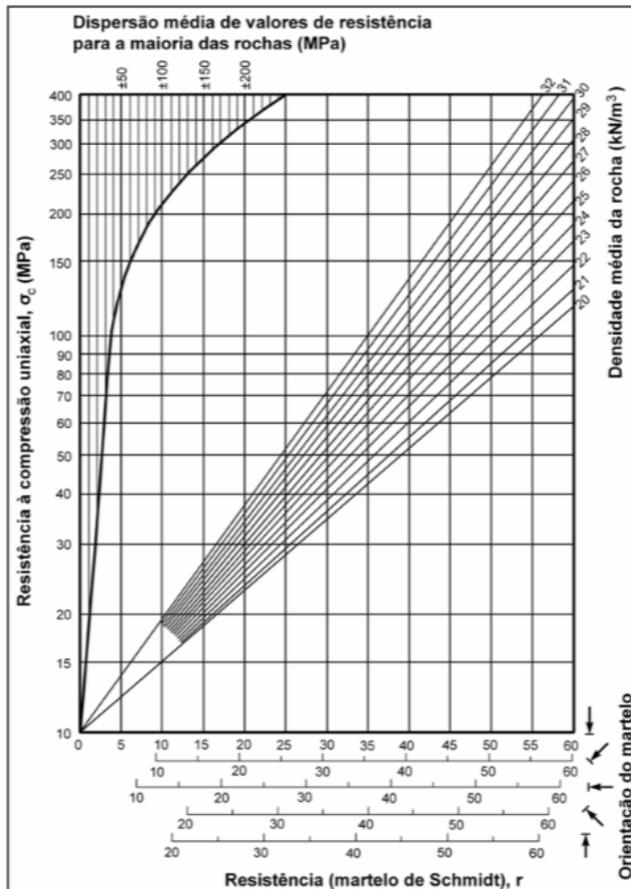
Trata-se de um ensaio não destrutivo, feito em campo e denominado indireto, pois a resistência à compressão simples é obtida através de uma correlação entre a dureza superficial medida pelo esclerômetro, com a resistência à compressão uniaxial correspondente no ábaco de Miller (Figura 37) (FREITAS, 2011).

Figura 36 - Partes principais do Esclerômetro de Schmidt (Tipo – N)



Fonte: Thomaz (2013)

Figura 37- Ábaco de Miller para medição da resistência a partir do Esclerômetro



Fonte: Adaptado de Vallejo et al. (2002)

2.4.6 Sistemas de Classificações Geomecânicas

Pode-se afirmar que os sistemas de classificações geomecânicas vem se desenvolvendo principalmente nos últimos 100 anos, a partir da tentativa de Ritter em 1879 de formalizar os conhecimentos empíricos da época, para projeto e principalmente para determinação dos sistemas de suporte. (HOEK, 2000)

Segundo o autor, apesar dos esforços de Ritter, no entanto, somente em 1946, Karl Von Terzaghi elabora o que se considera o primeiro sistema de classificação geomecânica, o chamado *Rock Load Classification*, destinando-se a estimar o carregamento exercido pelas rochas sobre os suportes de aço dos túneis, através de uma classificação descritiva das classes de rocha.

Embora esta classificação de Terzaghi mostre-se não aplicável nos tempos atuais, devido aos métodos modernos de suporte como o concreto projetado e ancoragens, apresenta um ponto importante, pois foi pioneira em apresentar as

características que influenciam no comportamento das rochas, as tais descontinuidades. (HOEK, 2000; SERRA JÚNIOR e OJIMA, 1998)

Outra grande contribuição aos sistemas de classificações, foi dada por Lauffer em 1958, introduzindo o conceito do “tempo de auto-sustentação” (*stand-up time*) de um vão livre escavado, relacionando-o com a qualidade do maciço rochoso.

A classificação de Lauffer fora elaborada principalmente para utilização em túneis, e parte deste princípio da auto-sustentação, em que o aumento da extensão de um vão livre escavado, reduz significativamente o tempo disponível para instalação do suporte sem que ocorra o colapso, ou seja, avanços de pequena extensão significam um tempo de auto-sustentação maior. Este conceito de Lauffer, após algumas modificações, configura-se atualmente como parte integrante do método de construções de túneis chamado NATM - *New Austrian Tunneling Method*, como será visto adiante. (HOEK, 2000; BIENIAWSKI, 1989)

Em 1972, Wickham *et al.* desenvolvem o sistema de classificação RSR – *Rock Structure Rating* responsável por introduzir o inovador conceito da avaliação numérica (nota) para cada característica do maciço, em que o somatório final destas notas fornece uma classe de qualidade ao maciço

Neste sistema de classificação, as notas são atribuídas a parâmetros como: orientação e espaçamento das descontinuidades; efeito das águas subterrâneas nas escavações e aspectos da geologia do maciço, como o tipo de rocha e dureza. (HOEK, 2000)

Atualmente os sistemas de classificação mais consagrados e largamente utilizados são o RQD (*Rock Quality Designation*) de Deere *et al.* (1967), o RMR (*Rock Mass Rating*) de Bieniawski (1989) e o Sistema Q de Barton *et al.* (1974), com estes dois últimos utilizando principalmente o conceito da atribuição de notas proposto pelo sistema RSR de Wickham *et al.* (1972)

O Quadro 12 apresenta os principais sistemas de classificações geomecânicas juntamente com suas características.

Quadro 12 - Principais classificações geomecânicas

CLASSIFICAÇÃO	AUTOR E DATA	ORIGEM	APLICAÇÕES ORIGINAIS	OBSERVAÇÕES
Carga de Rocha	Terzaghi (1947)	EUA	Túneis com suportes metálicos	Ampla aplicação nos EUA por 40 anos; inadequada para os métodos modernos de execução de túneis (ancoragens e concreto projetado)
Tempo de auto-sustentação	Lauffer (1958)	Áustria	Túneis	Introduziu o conceito de vãos livres sem suporte e seu tempo de auto-sustentação em função da qualidade do maciço; muito conservadora para aplicação dos métodos
RQD	Deere et al. (1967)	EUA	Descrição de testemunhos e Túneis	Simple descrição das condições de um testemunho de sondagem rotativa; parte integrante dos sistemas modernos de classificação; não considera condição de superfície de juntas e materiais de preenchimento; muito sensível aos efeitos da orientação dos testemunhos
RSR	Wickham et al. (1972)	EUA	Túneis com suportes metálicos	Introduziu as avaliações numéricas "ratings" e ponderações para correlacionar a qualidade do maciço com dimensões das escavações e suportes necessários; base para os sistemas subsequentes mais empregados a nível internacional
RMR	Bieniawski (1973)	África do Sul	Túneis e minas	Evolução dos sistemas anteriores; amplamente alterado em relação à versão original de 1974; versão atualizada é de 1989 e conta com 268 casos reais
Sistema Q	Barton et al. (1974)	Noruega	Túneis e cavidades amplas	Baseado no método RQD; introdução de quatro parâmetros adicionais: número e condição das juntas, condição das águas subterrâneas, tensões nas vizinhanças da escavação; desenvolvido com base em mais de 200 casos reais

Fonte: Adaptado de Bieniawski (1989)

Como pode ser observado no Quadro 12 os sistemas de classificação RMR (Bieniawski) e Sistema Q (Barton *et al.*), foram elaborados à partir da observação de problemas e comportamento das escavações em casos reais de obras executadas, o que na visão de Serra Júnior e Ojima (1998), representa um ponto importante na confiabilidade e utilização destes sistemas de classificação, pois com eles se torna possível efetuar comparações de desempenho entre obras executadas em maciços semelhantes, proporcionando a troca de experiências sobre a melhor solução de suporte e a mais adequada a cada caso, o processo de escavação mais efetivo, o desempenho ao longo do tempo das cavidades em rocha exposta, além de atualizar

as próprias classificações com novos casos, tornando-as com maior embasamento, e assim com maiores probabilidades de sucesso na aplicação.

Porém, Hoek (2000), avalia que nas classificações os parâmetros apresentam ênfases diferentes entre elas, ou seja, um parâmetro em determinada classificação pode ter uma importância maior do que na outra, por isso aconselha realizar a classificação do maciço de uma obra com ao menos dois sistemas.

2.4.6.1 RQD - Rock Quality Designation

O RQD (*Rock Quality Designation*) elaborado por Deere *et al.* (1967), foi introduzido primeiramente como um índice que se propunha estimar, de forma quantitativa, a qualidade do maciço rochoso através das amostras de sondagem, e que no entanto, acabou se tornando um parâmetro componente das demais classificações como o RMR e o Sistema Q, e não um sistema propriamente dito de classificação (FREITAS, 2011).

Este índice traduz o grau de fraturamento do maciço, e é definido como a porcentagem de peças de rocha intacta que possuam mais de 10cm, dividido pelo comprimento total do testemunho de sondagem. Para isto, o testemunho deve possuir diâmetro mínimo de 54,7mm ou 2,5 polegadas, e ser perfurado com barrilete duplo.(HOEK, 2000).

O cálculo do RQD é realizado através da equação 1:

$$RQD = \frac{\sum \text{Porções de rocha com mais de 10cm}}{\text{Comprimento total do testemunho}} \times 100$$

Após obtido o resultado, o índice RQD classifica o maciço da seguinte forma:

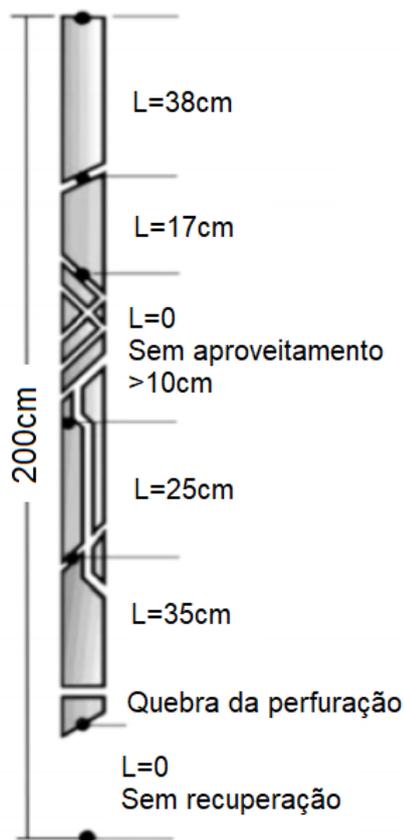
Quadro 13 - Classificação da qualidade do maciço rochoso através do RQD

RQD (%)	Qualidade do Maciço Rochoso
0-25	Muito Fraco
25-50	Fraco
50-75	Razoável
75-90	Bom
90-100	Muito Bom

Fonte: Adaptado de Bieniawski (1989)

A Figura 38, apresenta um exemplo prático de como é feito o cálculo.

Figura 38 – Cálculo do RQD



$$RQD = \frac{\sum \text{Porções de rocha com 10 cm ou mais}}{\text{Comprimento total do testemunho}} \times 100$$

$$RQD = \frac{38 + 17 + 25 + 35}{200} \times 100 = 57,5\%$$

Fonte: Adaptado de Hoek (2000)

Neste exemplo, o RQD obtido enquadraria o maciço em uma classe razoável de qualidade.

2.4.6.2 RMR - Rock Mass Rating (Bieniawski)

O sistema RMR (*Rock Mass Rating*), foi desenvolvido por Richard Bieniawski, a partir da análise de casos reais em obras de túneis, e teve sua primeira versão apresentada em 1973, sendo refinada e atualizada ao longo dos anos pelo próprio autor e outros pesquisadores, devido aos estudos feitos em novas obras executadas, culminando na última versão, de 1989 e retratada no livro *Engineering Rock Mass Classifications* - Bieniawski.

Por ter sido desenvolvida na África do Sul, local com formações geológicas parecidas com a do Brasil (devido à separação das placas continentais), a torna muito utilizada e de grande confiabilidade no país.

O sistema de classificação geomecânica RMR, é baseado no somatório dos pesos atribuídos a cada um dos seis parâmetros que o autor julga serem os mais determinantes no comportamento de um maciço, apresentados no Quadro 14, sendo estes:

- Resistência à compressão uniaxial da rocha;
- RQD – Rock Quality Designation;
- Espaçamento das descontinuidades;
- Condições das descontinuidades (alteração, preenchimento e rugosidade);
- Condições das águas subterrâneas; e
- Orientação das descontinuidades.

O parâmetro da orientação das descontinuidades funciona como uma ponderação, ou também uma subtração na maior parte dos casos (Quadro 15), na soma dos pesos dos outros parâmetros, pois conforme abordado anteriormente, pode favorecer ou desfavorecer a estabilidade das escavações.

Feito o somatório e realizado o ajuste, obtêm-se uma nota final variando de 0 a 100, enquadrando o maciço em uma classe de qualidade, como pode ser visto no Quadro 17.

Quadro 14 – Pesos relativos dos parâmetros na classificação de Bieniawski

PARÂMETROS			FAIXA DE VALORES						
1	Resistência da Rocha Intacta	Índice Puntiforme	>10	4 a 10	2 a 4	1 a 2	Utilizar Compressão Simples		
		Compressão simples (Mpa)	>250	100 a 250	50 a 100	25 a 50	5 a 25	1 a 5	< 1
	Peso Relativo		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90 a 100	75 a 90	50 a 75	25 a 50	<25		
	Peso Relativo		20	17	13	8	5		
3	Espaçamento das Fraturas		> 2m	0,6 a 2m	200 a 600mm	60 a 200mm	<60 mm		
	Peso Relativo		20	15	10	8	5		
4	Condição das Fraturas		Superfícies muito rugosas; não contínuas; fechadas; paredes duras	Superfícies pouco rugosas; abertura <1mm; paredes duras	Superfícies pouco rugosas; abertura <1mm; paredes moles	Superfícies estriadas ou preenchimento <5mm ou abertura 1-5mm; contínuas	Preenchimento mole >5mm ou abertura >5mm; contínuas		
	Peso Relativo		30	25	20	10	0		
5	Água Subterrânea	Infiltração em 10m de túnel	Nenhuma (ou)	<10L/min (ou)	< 25L/min (ou)	25 a 125 L/min (ou)	>125 L/min (ou)		
		Relação (Pressão de água/ Tensão)	0 (ou)	< 0,1 (ou)	0,1 a 0,2 (ou)	0,2 a 0,5 (ou)	> 0,5 (ou)		
		Condições Gerais	Seco	Umedecido	Úmido	Gotejando	Com Fluxo		
	Peso Relativo		15	10	7	4	0		
6	Direção e Mergulho		Muito Favorável	Favorável	Moderado	Desfavorável	Muito Desfavorável		
	Peso Relativo	Túneis	0	-2	-5	-10	-12		
		Fundações	0	-2	-7	-15	-50		
		Taludes	0	-2	-25	-50	-60		

Fonte: Adaptado de Bieniawski (1989)

Quadro 15 – Efeito da orientação nas escavações

DIREÇÃO PERPENDICULAR AO EIXO DO TÚNEL		DIREÇÃO PARALELA AO EIXO DO TÚNEL	
Escavação no sentido do mergulho (Mergulho 45 a 90°)	Escavação no sentido do mergulho (Mergulho 20 a 45°)	Mergulho 45 a 90°	Mergulho 20 a 45°
Muito Favorável	Favorável	Muito Desfavorável	Moderado
Escavação contra o mergulho (Mergulho 45 a 90°)	Escavação contra o mergulho (Mergulho de 20 a 45°)	Mergulho de 0 a 20° com direção qualquer	
Moderado	Desfavorável	Moderado	

Fonte: Adaptado de Bieniawski (1989)

Quadro 16 - Orientação para classificação da condição das descontinuidades

Parâmetro	FAIXA DE VALORES				
Persistência da descontinuidade	< 1m	1 a 3 m	3 a 10 m	10 a 20 m	> 20 m
Peso relativo	6	4	2	1	0
Abertura	Nenhuma	< 0,1 mm	0,1 a 1 mm	1 a 5 mm	> 5 mm
Peso relativo	6	5	4	1	0
Rugosidade	Muito rugosa	Rugosa	Levemente rugosa	Lisa	Espelho de falha
Peso relativo	6	5	3	1	0
Preenchimento	Preenchimento duro			Preenchimento mole	
	Nenhum	< 5mm	> 5mm	< 5mm	> 5mm
Peso relativo	6	4	2	2	0
Alteração	Nenhuma	Leve	Moderada	Alta	Decomposta
Peso relativo	6	5	3	1	0

Fonte: Adaptado de Bieniawski (1989)

Quadro 17 - Classificação dos maciços determinada pelo somatório dos pesos

Classe	I	II	III	IV	V
Descrição	Muito Bom	Bom	Regular	Ruim	Muito Ruim
Soma dos Pesos	100 a 81	80 a 61	60 a 41	40 a 21	> 20

Fonte: Adaptado de Bieniawski (1989)

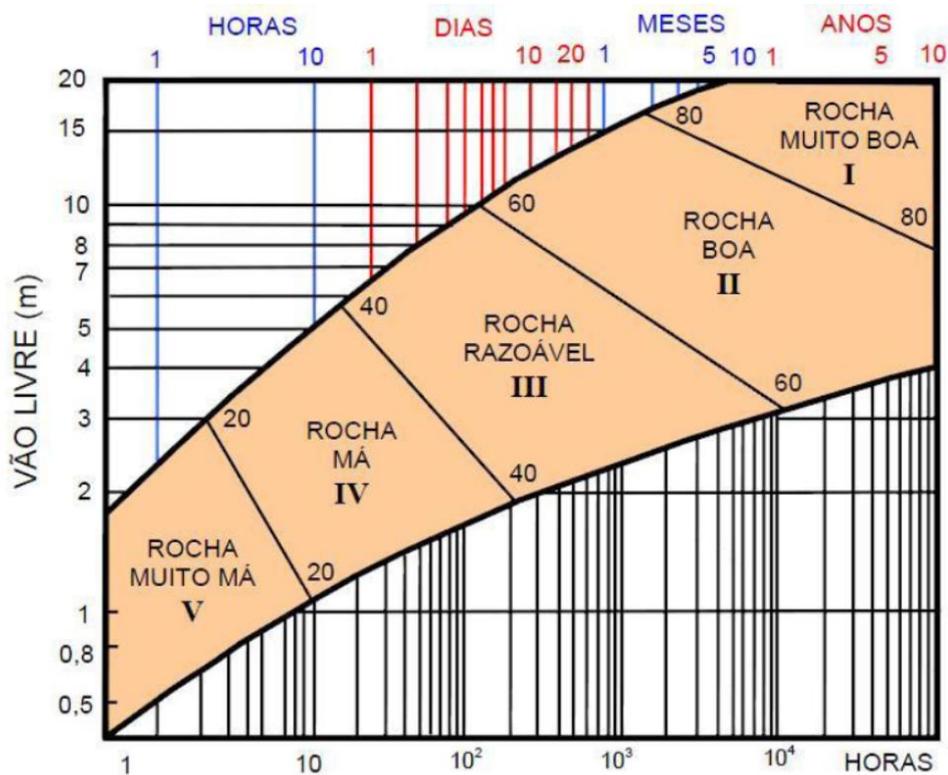
O sistema RMR fornece ainda, uma estimativa aproximada do tempo de auto-sustentação para alguns vãos livres de acordo com a classe de qualidade do maciço, conforme Quadro 18. Para demais vãos e classes de qualidade, a auto-sustentação pode ser estimada utilizando o ábaco proposto por Bieniawski na Figura 39.

Quadro 18 - Significado das Classes

Classe	I	II	III	IV	V
Tempo médio de auto-sustentação	20 anos	1 ano	1 semana	10 horas	30 minutos
Vão da seção	15 m	10 m	5 m	2,5 m	1 m
Coesão (Kpa)	>400	400 a 300	300 a 200	200 a 100	< 100
Ângulo de atrito	45°	35 a 45°	25 a 35°	15 a 25°	< 15°

Fonte: Adaptado de Bieniawski (1989)

Figura 39 - Ábaco para determinação da auto-sustentação de um vão livre escavado de acordo com a classe de qualidade



Fonte: Aguiar (2010)

Além disso, como apresenta o Quadro 19, a classificação RMR faz recomendações dos sistemas de suporte e métodos de escavação a serem adotados.

No entanto Bieniawski (1989), pondera que é melhor aplicado para obras que sejam executadas através de desmonte à fogo (*Drill and Blast*), que possuam seção máxima de 10m de diâmetro, em formato ferradura e profundidade menor ou até 900m.

Quadro 19 – Recomendações dos métodos de escavação e suporte - RMR

Classe do Maciço	Método de Escavação	Suporte		
		Tirantes (com diâmetro 20mm, envolvidos em Grout)	Concreto Projetado	Cambotas Metálicas
I RMR: 81 a 100	Face completa (Seção Plena) Avanço: 3m	Geralmente não necessita suporte, somente tirantes localizados		
II RMR: 61 a 80	Face completa (Seção Plena) Avanço: 1 - 1,5m. Suporte pronto a 20m da frente	Tirantes esporádicos no teto com 3m de comprimento, espaçados 2,5m. Malha metálica no teto opcional	5cm no teto, quando necessário	Não Necessita
III RMR: 41 a 60	Seção Parcial (Calota e Rebaixo) Avanço: 1,5 - 3m na calota. Suporte pronto a 10m da frente, instalado a cada avanço de fogo.	Tirantes sistemáticos no teto e paredes com comprimento de 4m, espaçados 2m, com malha metálica no teto	5 a 10 cm no teto, e 3 cm nas paredes	Não Necessita
IV RMR: 21 a 40	Seção Parcial (Calota e Rebaixo) Avanço: 1 - 1,5m na calota. Suporte pronto a 10m da frente, instalado de forma paralela com a escavação.	Tirantes sistemáticos com comprimento de 4 a 5m, espaçados de 1 a 1,5m com malha metálica no teto e paredes.	10 a 15 cm no teto e 10cm nas paredes	Cambotas metálicas leves a médias, com espaçamento de 1,5m
V RMR: <20	Galerias Múltiplas (<i>Drifts</i>) Avanço: 0,50 - 1,5m na calota. Suporte instalado concomitantemente à escavação. Concreto projetado no menor tempo possível, logo após o fogo.	Tirantes sistemáticos com comprimento de 5 a 6m, espaçados de 1 a 1,5m com malha metálica no teto e paredes. Tirantes no Arco Invertido	15 a 20cm no teto, 15 cm nas paredes e 5 cm na face de escavação	Cambotas médias a pesadas, espaçadas 75cm. Execução do Arco Invertido

Fonte: Adaptado de Bieniawski (1989)

Conforme pode ser visto, em maciços de melhor qualidade (Classes I e II), às vezes pode ficar a critério, ou não ser necessária a aplicação de sistemas de suporte primários (concreto projetado, tirantes e cambotas) podendo acompanhar o avanço da escavação com certa defasagem de distância, para evitar interferir nos ciclos de escavação.

No entanto, em maciços de piores qualidades (Classes III, IV e V), e dependendo das suas condições de auto-sustentação, a instalação dos suportes primários, muitas vezes, deverá acompanhar a frente de escavação, sendo

executados imediatamente após a limpeza dos blocos resultantes de uma detonação à fogo. Nestes casos, no final das escavações o túnel deverá receber um revestimento secundário ou definitivo, podendo ser em concreto projetado (com camada mais espessa) sobre armadura metálica, concreto projetado reforçado com fibras, ou ainda em concreto armado moldado, neste último caso, principalmente em maciços com classe de qualidade V, como será visto adiante (GERALDI, 2011).

2.4.6.3 Sistema Q (Barton)

O *Tunneling Quality Index*, também chamado de Sistema Q (*Q-System*), é um sistema de classificação de maciços rochosos proposto em 1974 por Barton, Lien e Lunde, do *Norwegian Geotechnical Institute*.

Este sistema foi desenvolvido a partir da observação de mais de 200 casos históricos de problemas em obras subterrâneas, onde em cerca de 30 destas, permanentemente sem nenhum tipo de suporte. (BIENIAWSKI, 1989)

Assim como o RMR de Bieniawski, é um sistema que tem por objetivo principal determinar recomendações de suporte e escavação, através de uma classificação numérica do maciço rochoso, com a nota final variando entre 0,001 e 1000, responsável por alocar o maciço em uma classe de qualidade.

O sistema Q leva em consideração os seis parâmetros seguintes:

- RQD - Rock Quality Designation;
- Número de famílias de descontinuidades (J_n) – (Quadro 20);
- Índice de rugosidade das descontinuidades (J_r) – (Quadro 21);
- Grau de alteração das descontinuidades (J_a) – (Quadro 22);
- SRF – Índice de influência do estado de tensão do maciço (Stress Reduction Factor) – (Quadro 23) e
- Índice das condições de águas subterrâneas (J_w) – (Quadro 24)

Com estes parâmetros, é possível se obter a nota final do maciço através da equação:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (1)$$

Os três quocientes da expressão podem ser entendidos da seguinte maneira:

- $\frac{RQD}{J_n}$ – Representa o tamanho dos blocos do maciço;
- $\frac{J_r}{J_a}$ – Representa a resistência ao cisalhamento da superfície das fraturas;
- $\frac{J_w}{SRF}$ – Representa o estado de tensões no maciço rochoso.

Quadro 20 – Índice de famílias de juntas (J_n)

Condições de Compartimentação do Maciço		J_n
A	Nenhuma ou poucas fraturas presentes	0,5 - 1
B	Uma família presente	2
C	Uma família mais fraturas esparsas presentes	3
D	Duas famílias presentes	4
E	Duas famílias mais fraturas esparsas presentes	6
F	Três famílias presentes	9
G	Três famílias mais fraturas esparsas	12
H	Quatro ou mais famílias de fraturas	15
I	Rocha completamente fragmentada	20
Obs: Para intersecções utilizar $3xJ_n$, para emboques utilizar $2xJ_n$		

Fonte: Adaptado de Bieniawski (1989)

Quadro 21 – Índice de rugosidade das juntas (J_r)

Condições das Rugosidades das Paredes		J_r
Fraturas sem deslocamento relativo, com contato rocha-rocha entre as paredes		
A	Fraturas não persistentes	4
B	Fraturas rugosas ou irregulares, onduladas	3
C	Fraturas lisas, onduladas	2
D	Fraturas polidas, onduladas	1,5
E	Fraturas rugosas ou irregulares, planas	1,5
F	Fraturas lisas, planas	1
G	Fraturas polidas ou estriadas, planas	0,5
Fraturas onde ocorreu deslocamento relativo, sem contato rocha-rocha entre paredes		
H	Fraturas preenchidas com material argiloso	1
I	Fraturas preenchidas com material granular	1

Fonte: Adaptado de Bieniawski (1989)

Quadro 22 – Índice de alteração das paredes das fraturas

Condições de Alteração das Paredes		Ja	Ø° aprox.
Fraturas sem deslocamento relativo, com contato rocha-rocha entre as paredes			
A	Paredes duras, compactas, preenchimentos impermeáveis (quartzo ou epidoto)	0,75	25 – 35
B	Paredes sem alteração, somente leve descoloração	1	25 – 35
C	Paredes levemente alteradas, com partículas arenosas e rochas desintegradas não-argilosas	2	25 – 35
D	Paredes com películas siltosas ou areno-argilosas	3	20 - 25
E	Paredes com películas de materiais moles ou com baixo ângulo de atrito (caolinita, clorita, talco, grafita, etc.) e pequena quantidade de minerais expansivos	4	8 - 16
Fraturas com deslocamento relativo (inferior a 10cm), há contato rocha-rocha entre as paredes das fraturas			
F	Paredes com partículas de areia e rochas desintegradas, sem argila	4	25 – 35
G	Fraturas com preenchimento argiloso sobreconsolidado (espessura < 5 mm)	6	16 - 24
H	Fraturas com preenchimento argiloso subconsolidado (espessura < 5mm)	8	12 – 16
I	Fraturas com preenchimento argiloso expansivo (espessura < 5 m)	8 - 12	12-16
Fraturas com deslocamento relativo. Não há contato rocha-rocha entre as paredes das fraturas			
J, K, L	Zonas com rochas trituradas ou esmagadas, com argila (ver G, H e I para condições do material argiloso)	6, 8, 8-12	6 – 24
M	Zonas siltosas ou areno-argilosas com pequena quantidade de argila	5	-
N, O, P	Zonas ou bandas contínuas de argila (ver G, H e I para condições do material argiloso)	10 - 13 ou 13 -20	6 – 24

Fonte: Adaptado de Bieniawski (1989)

Quadro 23 – Índice do estado de tensões do Maciço (SRF)

Condições das Tensões do Maciço		SRF
Zonas Alteradas		
A	Ocorrências múltiplas contendo material argiloso ou rocha quimicamente decomposta (qualquer profundidade)	10
B	Zona alterada contendo argila ou rocha quimicamente desintegrada (profundidade de escavação $\leq 50\text{m}$)	5
C	Zona alterada contendo argila ou rocha quimicamente desintegrada (profundidade de escavação $> 50\text{m}$)	2,5
D	Múltiplas zonas esmagadas em rocha competente, sem argila (profundidade qualquer)	7,5
E	Zona esmagada em rocha competente, sem argila (profundidade da escavação $\leq 50\text{ m}$)	5
F	Zona esmagada em rocha competente , sem argila (profundidade da escavação $> 50\text{ m}$)	2,5
G	Zona esmagada em rocha competente , sem argila (profundidade da escavação $> 50\text{ m}$)	2,5
Rocha competente (comportamento rígido às deformações)		
H	Tensões baixas, próximas à superfície ($\delta c/\delta 1 > 200$)	2,5
I	Tensões médias, ($\delta c/\delta 1 = 10 \text{ a } 200$)	1
J	Tensões altas, ($\delta c/\delta 1 = 5 \text{ a } 10$)	0,5 - 2
K	Explosões moderadas de rochas ($\delta c/\delta 1 = 2,5 \text{ a } 5$)	5 - 10
L	Explosões intensas de rochas ($\delta c/\delta 1 < 2,5$)	10 - 20
Rochas incompetentes (comportamento plástico devido aos tipos de deformação)		
M	Tensões moderadas	5 - 10
N	Tensões elevadas	10 - 20
Rochas expansivas (atividade expansiva na presença de água)		
O	Pressão de expansão moderada	5 - 10
P	Pressão de expansão elevada	10 - 15
Obs: δc = resistência à compressão simples, $\delta 1$ = tensão principal máxima		

Fonte: Adaptado de Bieniawski (1989)

Com a obtenção das notas finais “Q”, após inseridos os valores de cada parâmetro na equação 2, pode-se classificar o maciço a partir das 9 classes propostas por Barton *et al.* no Quadro 25.

Quadro 24 – Índice de afluência das águas (Jw)

Condições de Afluência das Águas		Jw	Pressão de água (kg/cm ²)
A	Escavação a seco ou com pequena afluência de água (< 5 l/m)	1	< 1
B	Afluência média da água com lavagem ocasional do preenchimento das fraturas	0,66	1 - 2,5
C	Afluência elevada em rochas competentes, sem preenchimento das juntas	0,5	2,5 - 10
D	Afluência elevada com considerável lavagem do preenchimento das fraturas	0,33	2,5 - 10
E	Afluência excepcionalmente elevada (ou jatos de pressão), decaindo com o tempo	0,2 - 0,1	> 10
F	Afluência excepcionalmente elevada (ou jatos de pressão), sem decaimento com o tempo	0,1 - 0,05	> 10

Fonte: Adaptado de Bieniawski (1989)

Quadro 25 - Classes de qualidade do maciço - Sistema Q (Barton *et al.*)

CLASSES DE QUALIDADE		Valores de Q
9	Maciço Péssimo (Excepcionalmente Ruim)	0,0001 - 0,01
8	Maciço Extremamente Ruim	0,01 - 0,1
7	Maciço Muito Ruim	0,1 - 1
6	Maciço Ruim	1,0 - 4,0
5	Maciço Regular	4,0 - 10,0
4	Maciço Bom	10,0 - 40,0
3	Maciço Muito Bom	40,0 - 100,00
2	Maciço Ótimo (Extremamente Bom)	100,00 - 400,00
1	Maciço Excelente (Excepcionalmente Bom)	400,00 - 1000,00

Fonte: Adaptado de Bieniawski (1989)

De forma resumida, e a partir dos quadros expostos, pode-se concluir que o valor “Q” do maciço será cada vez mais baixo, e conseqüentemente terá uma classe de qualidade cada vez pior, a medida que: O RQD for baixo (RQD < 50); o número de famílias de fraturas for alto ($J_n > 1$); a rugosidade das paredes das fraturas for baixa, ou paredes lisas ($J_r < 1$); as paredes das fraturas forem mais alteradas ou preenchidas com rocha alterada ($J_a > 1$); ocorrer uma maior quantidade de água subterrânea na frente ($J_w > 1$) e SRF alto (SRF > 1), adotado quando da presença de minerais expansivos, de maciços sujeitos a fenômenos como *rockburst* e *squeezing*.

Neste sistema, os métodos de suporte e escavação são determinados à partir de uma relação entre os valores de Q de cada classe de maciço e a Dimensão Equivalente (De) da escavação (BIENIAWSKI, 1989).

A Dimensão Equivalente (De) é obtida através da divisão entre o vão (B), que corresponde ao diâmetro ou altura da escavação, pelo índice ESR - *Excavation Support Ratio*, conforme equação 2:

$$De = \frac{B}{ESR} \quad (2)$$

De acordo com o *Nowergian Geotechnical Institute* (NGI, 2015), o índice ESR, é um fator diretamente relacionado com a finalidade da construção e o grau de segurança desejado para determinada obra, apresentando valores mais baixos quando se faz necessário um alto nível de segurança, e em contrapartida, valores mais altos quando o nível de segurança aceitável for mais baixo, conforme apresenta o Quadro 26. É importante destacar que para valores de “ Q ” menores que 1, o NGI recomenda utilizar o valor de ESR igual a 1,0, para escavações do tipo B, C e D, pois para valores muito baixos de Q , existe grande instabilidade, podendo haver risco de desmoronamentos.

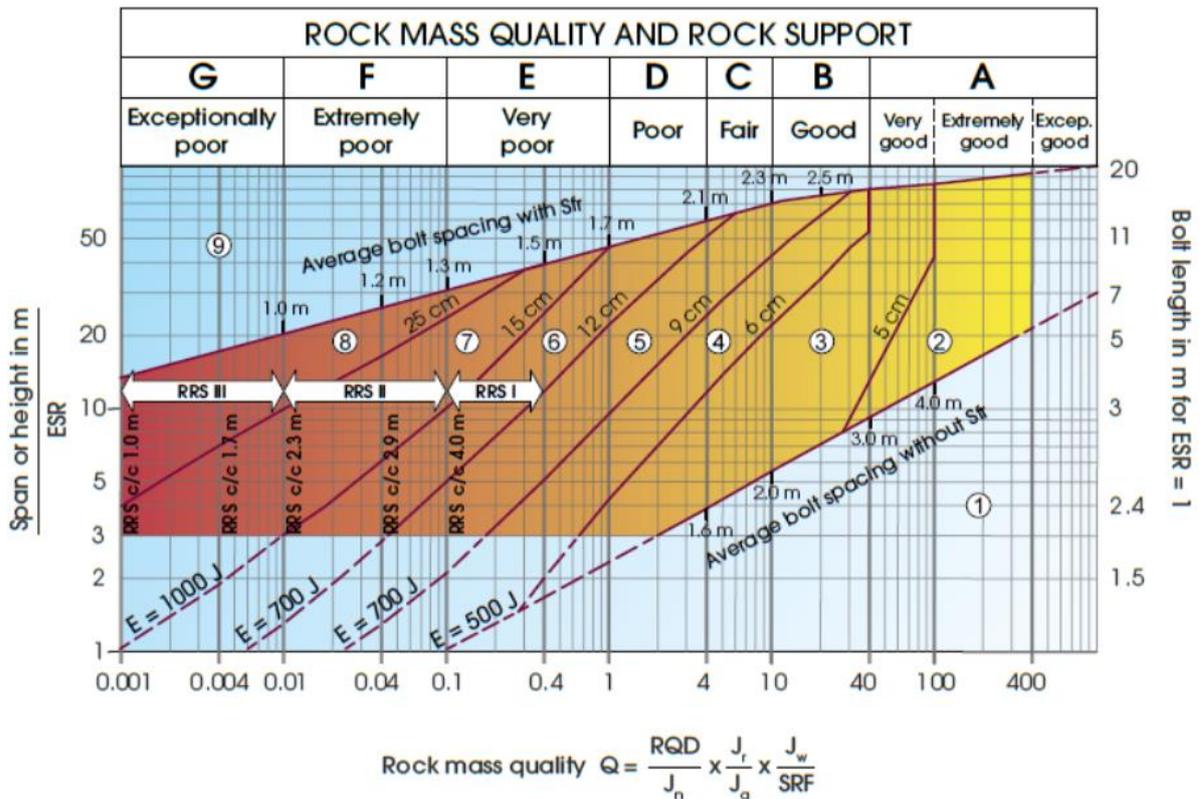
Quadro 26 - Índice ESR por finalidade de escavação

Tipo de Escavação		ESR
A	Escavações temporárias em minas	3 – 5
B	Poços verticais (shafts): Seção circular Seção retangular ou quadrada	2,5 2,0
C	Escavações permanentes em minas, túneis com fluxo d'água para hidrelétricas (excluindo túneis de adução de alta pressão), túneis de desvio, túneis pilotos e frentes de avanço de grande porte.	1,6
D	Cavernas de armazenagem, túneis de acesso em geral, câmaras de equilíbrio, pequenas rodovias e linhas ferroviárias subterrâneas e acesso a cavernas subterrâneas.	1,3
E	Usinas hidrelétricas, grandes auto-pistas e linhas ferroviárias subterrâneas, cavernas para fins militares, portais, interseções.	1
F	Escavações para fins nucleares, estações ferroviárias subterrâneas e fábricas.	0,8

Fonte: Adaptado do *Nowergian Geotechnical Institute* (NGI, 2015)

De posse do valor de “Q” (eixo “x”) e da Dimensão Equivalente (De – eixo “y”), obtêm-se no ábaco da Figura 40 as diretrizes dos suportes necessários para cada classe de qualidade, representada pelos números circulados em cada área.

Figura 40 - Ábaco para determinação dos suportes no Sistema Q (Barton et al.)



Fonte: Nowergian Geotechnical Institute (NGI, 2015).

Com base no ábaco, é importante observar que tanto o aumento da espessura necessária de concreto projetado (*Shotcrete Concrete*), representada pela linha vermelha no ábaco, quanto a necessidade de utilização de demais dispositivos de suporte, aumenta com o decréscimo dos valores de Q, ou seja, com a piora da qualidade do maciço e também com o aumento da seção de escavação (Dimensão Equivalente - De), representado no eixo “y”. Quando o valor de “Q” se encontrar em uma faixa intermediária, ou seja, entre duas linhas, é adotado um valor médio para a espessura do concreto projetado.

Outro ponto que deve ser destacado é que o espaçamento entre as ancoragens, situado nas linhas que delimitam as áreas 1 (quando utilizados sem concreto projetado) e 9 (quando utilizados com concreto projetado) funciona mais

como uma recomendação da quantidade necessária a ser utilizada, do que propriamente o espaçamento entre eles. (Nowergian Geotechnical Institute, 2015)

Já o comprimento das ancoragens (L) neste sistema, é fornecido somente para ESR = 1, ao contrário do RMR, em que é recomendado de maneira direta.

Para valores diferentes de ESR, o comprimento das ancoragens é obtido, de acordo com Bieniawski (1989), através da divisão entre o comprimento do vão da escavação (B), pelo índice ESR, conforme equação 3:

$$L = \frac{(2 + 0,15.B)}{ESR} \quad (3)$$

O máximo vão autoportante (Mva) de escavação pode ser aproximadamente estimado através da fórmula 4:

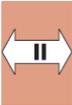
$$Mva = 2.ESR.Q^{0,4} \quad (4)$$

Em certas regiões do maciço, quando se apresenta de muito baixa qualidade ($Q < 1$), pode ser utilizado juntamente com os tirantes e concreto projetado reforçado com fibras, o concreto projetado com reforço de malha de aço (*Reinforced Ribs Shotcrete Concrete – RRS*).

Este método é constituído geralmente por malhas de barras de aço possuindo diâmetros de 16mm ou 20mm, com concreto projetado reforçado com fibras, e tirantes (*rock bolt*), representado no ábaco da Figura 40 pelas siglas RRS-I (área 6), RRS-II (área 7) E RRS-III (área 8) (NGI, 2015).

Cada uma destas siglas representa a metodologia a ser executada para a faixa de qualidade em que se encontra o maciço, com suas especificações para cada caso apresentadas no Quadro 27.

Quadro 27 - Metodologia RRS para cada faixa de qualidade "Q"

METODOLOGIA RRS - REINFORCED RIBS SHOTCRETE		
	Si 30/6 Ø16-20 (p/ vão de 10m) D40/6 + 2 Ø16-20 (p/ vão de 20m)	
		Si 35/6 + Ø16-20 (p/ vão de 5m) D45/6 + 2 Ø16-20 (p/ vão de 10m) D55/6 + 4 Ø20 (p/ vão de 20m)
		
		D40/6 + 4Ø 16-20 (p/ vão de 5m) D55/6 + 4Ø 20 (p/ vão de 10m) Caso especial (p/ vão 20m)
<p>Legenda:</p> <p>Si30/6 = Camada única de 6 vergalhões, 30cm de espessura de concreto projetado</p> <p>D = Camada dupla de vergalhões</p> <p>Ø16 = Diâmetro do vergalhão igual a 16mm</p> <p>c/c = Espaçamento do RRS, de centro a centro</p>		

Fonte: Adaptado do Nowergian Geotechnical Institute (NGI, 2015)

O Quadro 28 apresenta a padronização dos sistemas de suporte, ou seja, a metodologia comumente utilizada em cada classe de qualidade, com base no ábaco da Figura 40.

Quadro 28 - Metodologias de suporte com base no ábaco

CATEGORIAS DE SUPORTE	
1	Sem suporte
2	Tirantes com comprimento curto, e esporádicos
3	Tirantes sistemáticos, com concreto projetado reforçado com fibras (5-6cm)
4	Sistema de tirantes com concreto projetado reforçado com fibras (6-9cm)
5	Sistema de tirantes com concreto projetado reforçado com fibras (9-12cm)
6	Sistema de tirantes com concreto projetado reforçado com fibras (12-15cm) + concreto projetado reforçado com malha de barras de aço (RRS-I)
7	Sistema de tirantes com concreto projetado reforçado com fibras (>15cm) + concreto projetado reforçado com malha de barras de aço (RRS-II)
8	Revestimento em concreto armado maciço ou Concreto projetado reforçado com fibra + Tirantes + Concreto projetado reforçado com malha de barras de aço (RRS-III)
9	Estrutura especial em concreto armado moldado <i>in loco</i>

Fonte: Adaptado do Nowergian Geotechnical Institute (NGI, 2015)

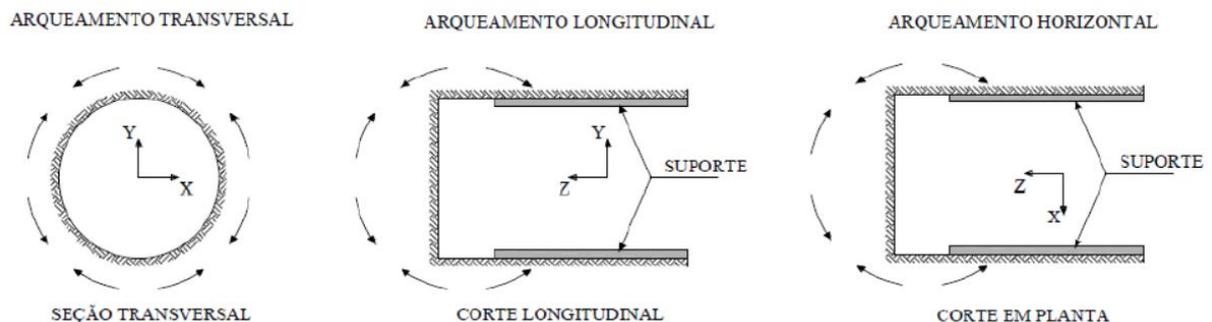
2.5 COMPORTAMENTO DOS TÚNEIS FRENTE ÀS ESCAVAÇÕES

A abertura de uma obra subterrânea em um maciço rochoso, introduz uma perturbação no equilíbrio prévio de tensões deste maciço, modificando este estado inicial. Esta perturbação ocasiona uma descompressão no terreno, ou seja, ocorre um alívio de tensões, e em função disso há um reordenamento do estado de tensões do maciço, que busca atingir o equilíbrio novamente. (REDAELLI e CERELLO, 1998; FRANÇA, 2006)

Quando este maciço não consegue realizar a redistribuição destas tensões por conta própria, à partir da alteração imposta, torna-se necessária a utilização de sistemas de suporte que auxiliem-no na retomada do estado de equilíbrio. No entanto, quando o maciço é capaz de realizar o rearranjo das tensões sem sofrer as deformações excessivas, denomina-se um maciço auto-portante.

As deformações ocorridas no maciço, no intervalo de tempo entre a escavação e a instalação do suporte, permite que ocorra a redistribuição das tensões para regiões adjacentes à escavação, à partir de um fenômeno de natureza tridimensional, chamado arqueamento de tensões (Figura 41). Este fenômeno é dependente das propriedades mecânicas do maciço circundante (já apresentadas anteriormente), geometria da seção e do processo construtivo adotado. (REDAELLI e CERELLO, 1998; FRANÇA, 2006)

Figura 41 - Arqueamento tridimensional das tensões

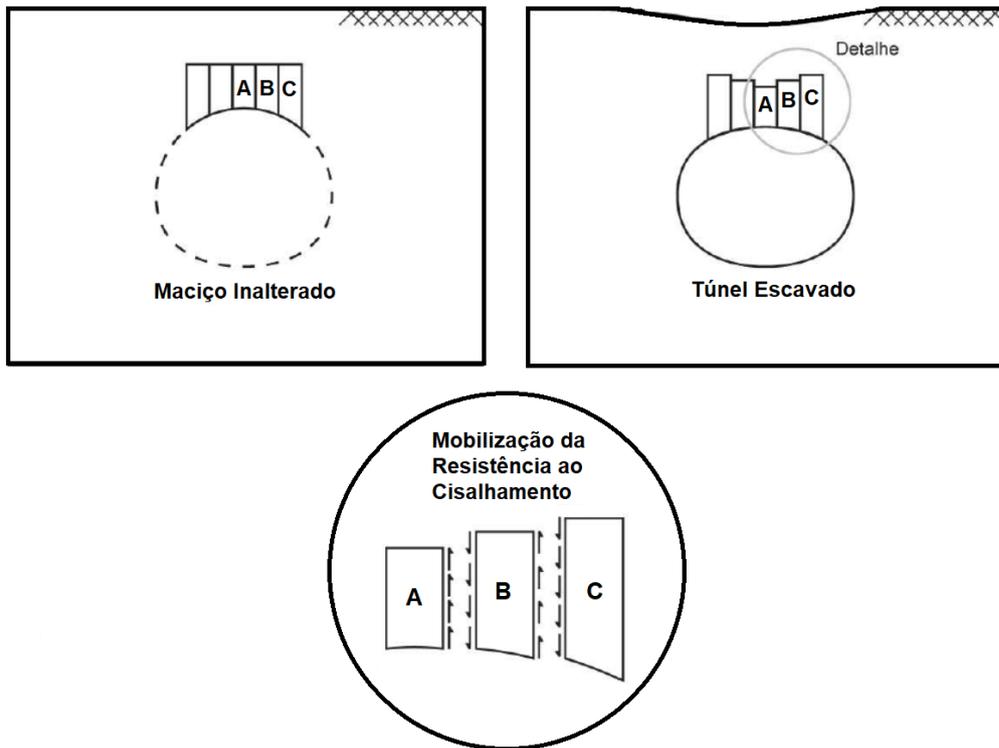


Fonte: Silva (2008, apud Aguiar, 2017)

O arqueamento das tensões, pode ser melhor percebido na parte superior da escavação, a partir dos deslocamentos entre os elementos na extremidade da abertura. Este deslocamento relativo entre as faixas de solo, introduz uma tensão de cisalhamento entre elas, onde caso o maciço não seja capaz de suportar este esforço,

acontecerá o deslocamento em conjunto de todos os elementos, e desta forma, do contorno da escavação, ocasionado o colapso. A Figura 42 ilustra esse comportamento. (FRANÇA, 2006)

Figura 42 – Mobilização da resistência ao cisalhamento devido ao arqueamento de tensões

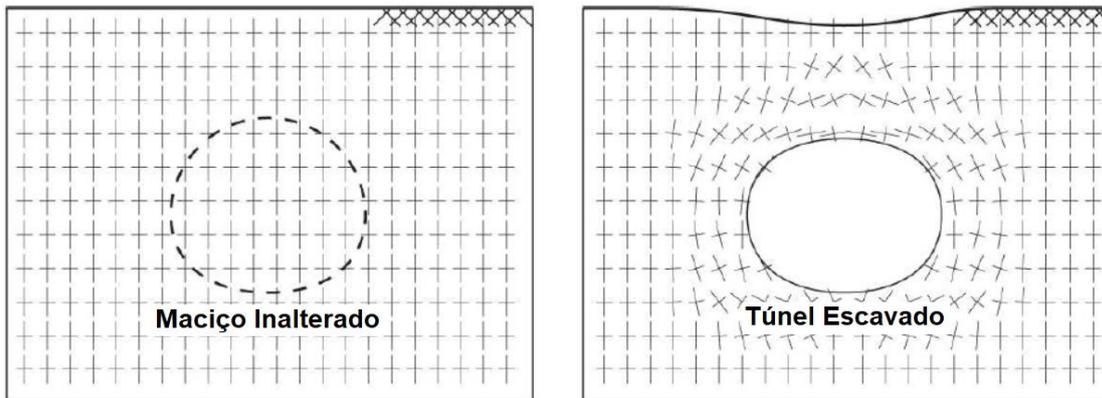


Fonte: França (2006)

Segundo França (2006, p.9), “na maioria dos túneis em solos, previamente a escavação de uma abertura, as direções das tensões principais menores e maiores coincidem com os eixos verticais e horizontais, respectivamente”. Nesta condição, antes da abertura, e numa situação ideal, não existem tensões de cisalhamento em nenhum dos dois planos (vertical e horizontal), apenas tensões normais.

No entanto, com a abertura da escavação, ocorre a mobilização de tensões de cisalhamento ao longo dos arredores da cavidade, que por consequência acaba fazendo com que as direções principais sofram rotações (arqueamento de tensões), conforme pode ser observado na Figura 43.

Figura 43 – Alteração das direções principais antes e após a abertura da escavação



Fonte: França (2006)

É importante salientar, e de forma conclusiva perante ao exposto, que o arqueamento de tensões somente ocorrerá se o maciço for capaz de mobilizar a resistência ao cisalhamento, ou seja, se resistir às tensões de cisalhamento geradas pelo alívio de tensões. Estes conceitos, tanto o arqueamento de tensões, quanto a mobilização da resistência ao cisalhamento, são de fundamental compreensão, pois são estes fenômenos, juntamente com a utilização de elementos de suporte (quando não auto-portante), que se torna possível escavar uma cavidade e a mesma permanecer aberta, sem colapsar.

2.6 EMBOQUES

Os emboques podem ser definidos como ponto inicial de uma escavação subterrânea, correspondendo aos “portais”, tanto de entrada, quanto de saída em um túnel. Por estarem localizados nas regiões mais superficiais de um maciço rochoso, sem confinamento, e mais sujeitas ao intemperismo, torna a sua execução uma etapa de grande complexidade técnica, pois esta área corresponde geralmente à uma zona de transição entre solo e rocha, ou rocha intemperizada, ou seja, é nesta área dos emboques onde se encontram aspectos geológicos piores. (GUIMARÃES, 2018; VALLEJOS, 2010)

Segundo Guimarães (2018), os emboques possuem como funções principais: fazer a transição gradual de um ambiente aberto para um espaço confinado sem iluminação natural; apresentar conforto estético na sua geometria tendo em vista o meio ambiente circunvizinho; garantir a proteção da via contra deslizamentos de terra,

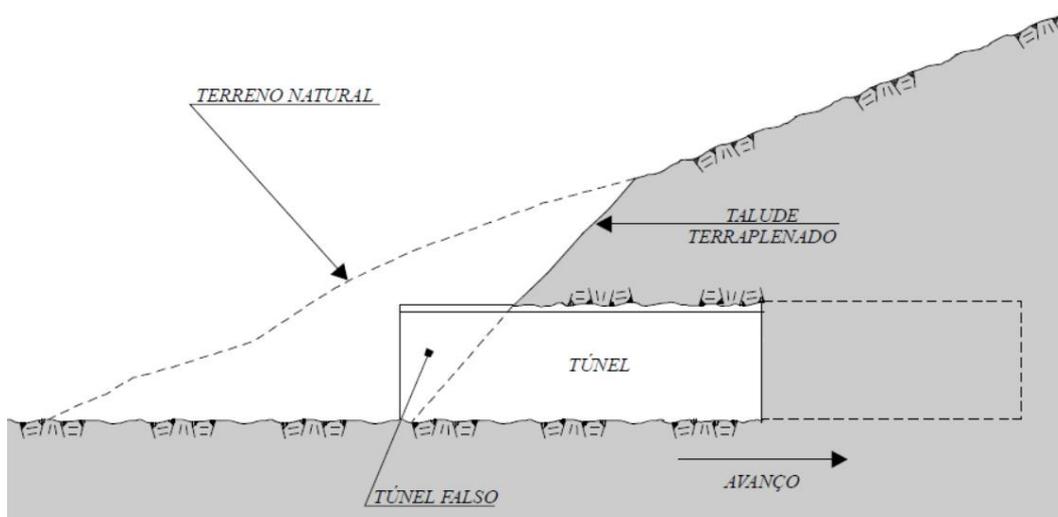
rocha, neve ou gelo; impedir o lançamento de objetos sobre a via, dessa forma assegurando proteção contra o vandalismo, e por último, garantir a drenagem adequada dos taludes frontais e/ou laterais para que os veículos não sejam atingidos por grandes volumes de água.

Segundo Boscov e Campanhã (1998), dentre os principais tipos de emboques, podem ser destacados os seguintes:

- Túnel Falso;
- Poço de Acesso;
- Cortina Atirantada, Muro de Arrimo, Parede Diafragma;
- Corte; e
- Combinação destes tipos.

No entanto, segundo os autores, sempre que possível e salvo alguma condição adversa que não permita, deve haver uma preferência por se adotar emboques do tipo Túnel Falso (Figura 44), por agredir menos o maciço e garantir as proteções contra águas pluviais, deslizamentos e outros agentes, conforme mencionado anteriormente.

Figura 44 - Corte transversal do emboque tipo Túnel Falso



Fonte: Boscov e Campanhã (1998)

A Figura 45 apresenta um túnel falso em execução e a Figura 46, após concluído o revestimento primário, com concreto projetado, malha metálica e cambotas.

Figura 45 - Execução de emboque do tipo Túnel Falso (Túnel Morro Vieira, BR-280).



Fonte: Acervo do autor (2019)

Figura 46 - Emboque do tipo Túnel Falso com revestimento primário concluído (Túnel Morro Vieira, BR-280)



Fonte: Acervo do autor (2019)

Já os emboques feitos em poços de acesso (Figura 47), são mais utilizados em obras de linhas de metrô, que geralmente estão inseridas em ambientes de alta densidade populacional e muito urbanizados, que pela de falta de espaço, e pelo fato de serem obras com características diferentes das rodoviárias, se tornam a alternativa a ser implantada.

Figura 47 - Emboque feito em poço de acesso (Metrô de São Paulo)



Fonte: Campanhã (2004)

2.7 INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO

É notório que o fator imprevisibilidade, inerente aos solos e maciços rochosos, permeia qualquer obra de geotecnia. Por isso, se torna imprescindível que seja realizado o reconhecimento do subsolo, principalmente em obras complexas como os túneis, para que as melhores decisões possam ser tomadas na elaboração do projeto básico e assim minimizados os riscos de colapsos que possam gerar perdas humanas e/ou materiais, e para o sucesso executivo da obra como geral.

De maneira geral, a maior concentração de investigações se dá nos emboques, pois é de senso comum ao meio técnico, e como foi apresentado no capítulo anterior, que estas são as regiões de maior ocorrência de problemas geotécnicos, aliado ao fato de ser extremamente oneroso realizar uma grande quantidade de sondagens ao longo da extensão do túnel.

Dentre os principais métodos utilizados nas prospecções geotécnicas de túneis, pode-se destacar as sondagens mecanizadas, os ensaios geofísicos e aberturas de poços e trincheiras para melhor observação do interior do maciço.

Do ponto de vista do trabalho, destacam-se as sondagens rotopercussivas e os ensaios geofísicos sísmicos.

2.7.1 Ensaios Geofísicos

Os ensaios geofísicos são métodos investigação indiretos (não destrutivos), que visam determinar em profundidade, parâmetros físicos dos maciços, dentre eles: velocidade de propagação de ondas acústicas, resistividade elétrica, contrastes de densidade e campo magnético da terra. A obtenção destes parâmetros mencionados se torna tão importante pelo fato de possuírem uma íntima relação com algumas características geológico-geotécnicas dos maciços, como o grau de alteração, grau de fraturamento e tipo litológico. O conhecimento destas características por sua vez, é indispensável em qualquer investigação geotécnica de obras subterrâneas.

Dentre os ensaios geofísicos mais utilizados na investigação do subsolo em obras de geotecnia, destacam-se os Geolétricos, Sísmicos e Potenciais.

Do ponto de vista deste trabalho mostram-se mais importantes o ensaio geolétrico VLF – *Very Low Frequency* e o ensaio Sísmico de Reflexão, sendo este último, abordado na sequência.

2.7.1.1 Ensaio Sísmico de Reflexão

Estes ensaios baseiam-se na emissão de ondas sísmicas artificiais no terreno, e na maior parte das vezes através da detonação de explosivos em furos previamente executados. Nesta metodologia, as ondas sísmicas geradas pelas detonações, penetram até certas profundidades da crosta terrestre sofrendo reflexão e retornam a superfície onde são captados por aparelhos sensíveis chamados geofones.

2.8 SISTEMAS DE SUPORTE, REFORÇO E REVESTIMENTO EM TÚNEIS

A abertura de uma obra subterrânea, conforme explicado anteriormente, acarreta uma perturbação aos estados de tensões pré-existentes no maciço, exigindo

na maior parte das vezes elementos de suporte que forneçam estabilidade ao túnel (GOMES, 2009).

Estes elementos de contenção interna, configuram-se como essenciais para garantir a estabilização, tanto inicial, quanto à longo prazo deste tipo de obra. Sua necessidade de utilização se dá, como abordado anteriormente, pelo fato dos maciços rochosos possuírem tempo de auto-sustentação limitado (devido à perturbação imposta), em maior ou menor escala dependendo da classe de qualidade, e assim apresentarem um comprimento máximo possível de ser escavado sem suporte, sem que ocorra o colapso, estando ambos condicionados aos aspectos geológicos presentes.

De uma maneira geral, Aguiar (2010), apresenta os seguintes objetivos dos sistemas de suporte:

- Melhorar a estabilidade de uma escavação subterrânea;
- Limitar as deformações no maciço;
- Garantir a integridade das estruturas vizinhas;
- Limitar os assentamentos superficiais; e
- Garantir o avanço e segurança das escavações.

Dentre as principais causas de instabilidades nos maciços, pode-se destacar elevadas tensões *in situ*, e os já comentados aspectos geológicos, como a presença de falhas e descontinuidades que devido à suas orientações diversas, podem formar blocos de rocha instáveis que provoquem o colapso da frente de trabalho e das paredes laterais. Neste último caso podem ser utilizados elementos de ancoragem, como tirantes e chumbadores (GOMES, 2009).

As instabilidades também podem ser geradas por um dos grandes fatores de preocupação em obras subterrâneas: a pressão e circulação de água no interior dos maciços. De forma a atenuar ou resolver este problema, recorre-se a drenagem das águas, rebaixamento do lençol freático, e a colocação de revestimento que contribua para a redução da pressão hidráulica. (GOMES, 2009)

Os sistemas de suporte em túneis podem ser divididos em primários (concreto projetado, cambotas e tirantes), secundários ou definitivos (concreto projetado ou

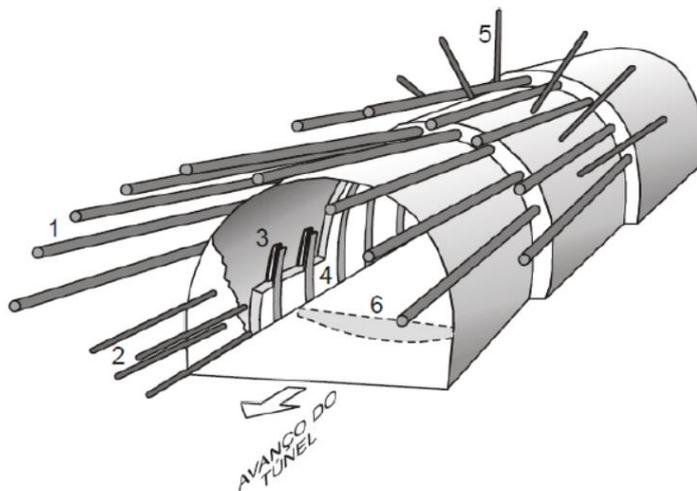
concreto armado) ou ainda pré-suportes ou tratamentos prévios de reforço (enfilagens, *Jet-Grouting*, pregagem de frente).

Estes elementos podem ainda ser classificados em categorias de acordo com a sua área de aplicação, podendo ser do tipo pontual ou isolado (caso dos tirantes e chumbadores), suporte do tipo linear, como cambotas metálicas, e enfilagens cravadas ou injetadas, ou ainda do tipo contínuo, como o concreto projetado e o concreto armado moldado *in loco*. (FOÁ e ASSIS, 2002)

Nos capítulos seguintes serão apresentados os principais elementos de suporte, reforço e revestimento utilizados na metodologia de escavação NATM e recomendados nas classificações geomecânicas.

Estes principais sistemas, juntamente com o seu respectivo posicionamento pode ser melhor observado na Figura 48.

Figura 48 - Principais elementos de suporte no NATM



Legenda:

- 1- Enfilagem
- 2 - Pregagem de Frente
- 3 - Cambota
- 4 - Concreto Projetado
- 5 - Tirantes
- 6 - Arco Invertido

Fonte: Vallejos (2010)

2.8.1 Concreto Projetado

O concreto projetado (*Shotcrete*), também conhecido por Gunita, é um termo geral para classificar a mistura formada por cimento, areia, agregado fino e água que

é aplicada sob pressão de ar comprimido e compactada simultaneamente a grandes velocidades. (FOÁ e ASSIS, 2002; TEIXEIRA, 1999)

Inventado nos Estados Unidos no início do século XX, mais precisamente em 1910, rapidamente se tornou um dos elementos mais utilizados no suporte e revestimento de túneis, revolucionando, e praticamente substituindo sistemas antigos de suporte e escoramento, como a madeira, pranchões, escoras e arcos metálicos.

No Brasil, esta técnica foi introduzida por volta de 1948 pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo - IPT, no entanto, as primeiras aplicações se deram em 1970 na execução dos túneis da Rodovia dos Imigrantes. (TEIXEIRA, 1999)

A singularidade deste material e a conseqüente revolução que causou no processo construtivo, se deve, em grande parte, pela sua grande flexibilidade e aderência, juntamente com o impacto gerado pela projeção, que acaba por conferir uma capacidade em preencher os espaços vazios, como juntas, fissuras e irregularidades na superfície do maciço, fazendo uma ligação entre os blocos de rocha e evitando a queda dos que estiverem eventualmente soltos.

Essa capacidade em eliminar os vazios, aliado ao fato de atingir elevadas resistências em pouco tempo (cerca de 2 horas) conferindo assim estabilidade à escavação, torna este o principal elemento tanto de suporte quanto revestimento no *NATM – New Austrian Tunneling Method*, pois o escoramento em madeira e os vazios gerados por ele eram os principais responsáveis por permitir o início da desagregação do material e a conseqüente perda de auto-sustentação do maciço. (GUIMARÃES, 2018; VALLEJOS, 2010; BOSCOV e CAMPANHÃ, 1998; FIGUEIREDO, 1992)

Outros fatores à favor da utilização do concreto projetado, podem ser destacados, a versatilidade deste material, dispensando o uso de fôrmas e escoramentos, e o fato de funcionar também como camada de impermeabilização, pois impede a percolação de água entre as juntas do maciço, evitando a lixiviação dos finos presentes nas juntas e assim a deterioração do maciço pelo contato com agentes agressivos como ar e água. (FIGUEIREDO, 1992; FOÁ e ASSIS, 2002)

Segundo Foá e Assis (2002), o principal objetivo do concreto projetado é funcionar como uma estrutura de revestimento que estabilize a abertura de uma obra subterrânea durante as etapas de execução (revestimento primário), e também por toda a sua vida útil (revestimento secundário ou definitivo).

Quando o concreto projetado é utilizado como revestimento primário, associado na maior parte das vezes com outros elementos de suporte que serão vistos adiante,

é considerado um revestimento de sacrifício, sendo dimensionado de forma a permitir o alívio controlado de tensão no maciço, um dos conceitos do NATM, e deve possuir resistência suficiente à fim de suportar os esforços de acomodação que a perturbação de uma escavação acarreta a um meio rochoso, e assim permitir que os operários continuem trabalhando em segurança. (VALLEJOS, 2010)

Já o revestimento secundário, é realizado após a colocação dos demais elementos de suporte necessários a cada caso, e pode ser feito utilizando concreto projetado ou concreto armado moldado *in loco*, este último principalmente em trechos que apresentam classes de qualidade inferiores (IV e V principalmente). Neste caso de utilização desempenham função estrutural, tendo por objetivo equilibrar os esforços finais na estrutura.

Constitui-se algo comum durante o processo do projeto básico de um túnel, serem adotados alguns critérios e tomadas algumas decisões com base nas informações geológicas fornecidas pelas sondagens e investigações sísmicas, e que nem sempre traduzem a qualidade do maciço que será encontrado no momento da escavação. Devido a este fato, para que o dimensionamento do revestimento secundário seja feito de forma correta, é de suma importância que exista a presença constante de geólogo experiente e que o mesmo realize o mapeamento geológico da frente de escavação, pois desta forma irá fornecer os dados básicos para conferência do cálculo no projeto executivo. (VALLEJOS, 2010)

Porém, até que o concreto projetado ganhe resistência suficiente para suportar os carregamentos do maciço, conta-se com alguns fatores, primeiramente com o intervalo de tempo de auto-sustentação (*stand-up time*) do terreno, e em segundo lugar, com a utilização de aditivos para melhorar as suas características, sendo os superplastificantes com o intuito de reduzir o fator água/cimento, melhorando a trabalhabilidade e conferindo maior resistência, e os aceleradores de pega, para atingir as resistências elevadas em curto espaço de tempo.

Além disso, em maciços menos resistentes, conforme visto nos sistemas de classificações geomecânicas, são utilizados associadamente ao concreto projetado, outros elementos de suporte, como cambotas, tirantes e malhas de aço para contribuir na melhoria do sistema, nos momentos iniciais. (BOSCOV e CAMPANHÃ, 1998; FIGUEIREDO, 1992)

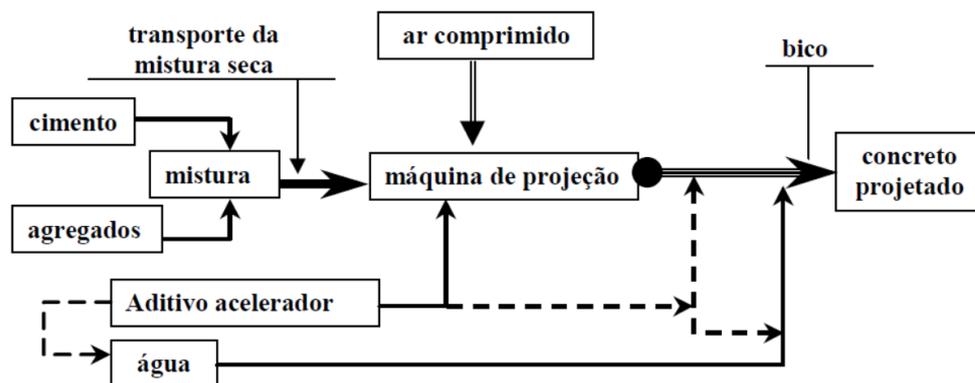
Por fim, Geraldi (2011), enfatiza a importância do concreto projetado nas escavações subterrâneas, avaliando que não seria possível a execução de túneis pela

metodologia NATM em maciços de classe V, ou seja, maciços rochosos completamente convertidos em solo, se não fosse o advento do concreto projetado.

2.8.1.1 Sistemas de Projeção do Concreto

Quanto ao sistema de projeção, os equipamentos existentes atualmente permitem que o concreto seja projetado de duas formas: projeção do tipo via seca (*Dry Mix*) e via úmida (*Wet Mix*). Na projeção do tipo via seca (Figura 49), a mistura de agregados, cimento e aditivos que forma o concreto projetado, é transportada por um mangote à ar comprimido até o bico de projeção, onde então é adicionada a água (FIGUEIREDO, 1992).

Figura 49 - Fluxograma de projeção via seca



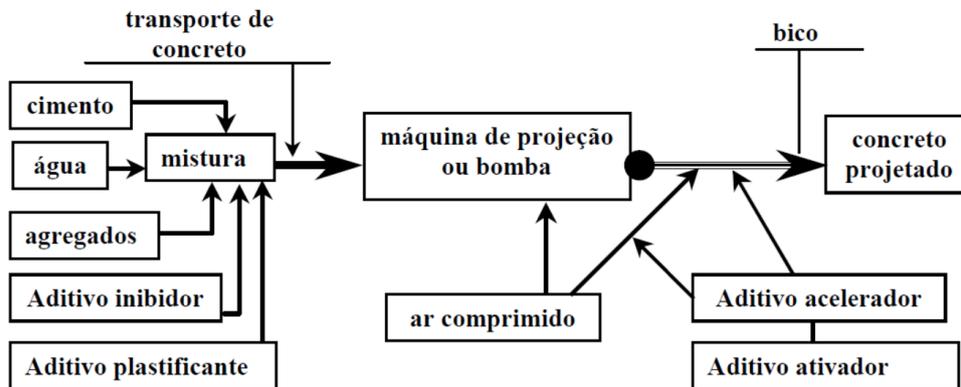
Fonte: Figueiredo e Helene (1993, apud Foá e Assis, 2002)

Já na projeção do tipo via úmida o concreto é misturado com água no caminhão betoneira, chegando à bomba de projeção já com a água necessária. A mistura então é transportada até o bico pelo mangote pressurizado, conforme fluxograma da Figura 50 (FIGUEIREDO, 1992).

É importante ressaltar que neste método deve-se ter um certo cuidado para com os aditivos aceleradores, de modo que não antecipe demais o início da pega e o concreto fique endurecido dentro do caminhão. (FOÁ e ASSIS, 2002)

Apesar do processo de projeção por via úmida ser mais importante, e fundamental na execução de concreto projetado de revestimento secundário, o processo de projeção por via seca ainda apresenta grande importância na execução do concreto projetado de revestimento primário, principalmente em túneis sob forte infiltração de água. (VALLEJOS, 2010)

Figura 50 - Esquema de projeção do tipo via úmida



Fonte: Figueiredo e Helene (1993, apud Foá e Assis, 2002)

A Figura 51 mostra a aplicação do concreto projetado através de braço mecânico em obras subterrâneas.

Figura 51 – Revestimento secundário (final) em concreto projetado na superfície da abóbada e paredes laterais (Túnel Morro Vieira, BR-280 – Jaraguá do Sul)



Fonte: Acervo do autor (2019)

2.8.1.2 Concreto Projetado Reforçado com Fibras

O concreto simples por si só, apresenta comportamento tipicamente frágil, e por isso, possui baixa capacidade em se deformar plasticamente quando submetido à esforços de tração, principalmente após o aparecimento das primeiras fissuras no momento da retração. Por este motivo, observa-se na atualidade, uma crescente utilização de materiais de reforço que aumentem a tenacidade deste material, como as telas metálicas, fibras de aço, fibras de polipropileno, dentre outras, que formam assim o concreto projetado reforçado com fibras – CPRF (Figura 52) (CARNIO e LINTZ, 2009).

Figura 52 - Concreto reforçado com fibras de aço



Fonte: Rodriguez (2019)

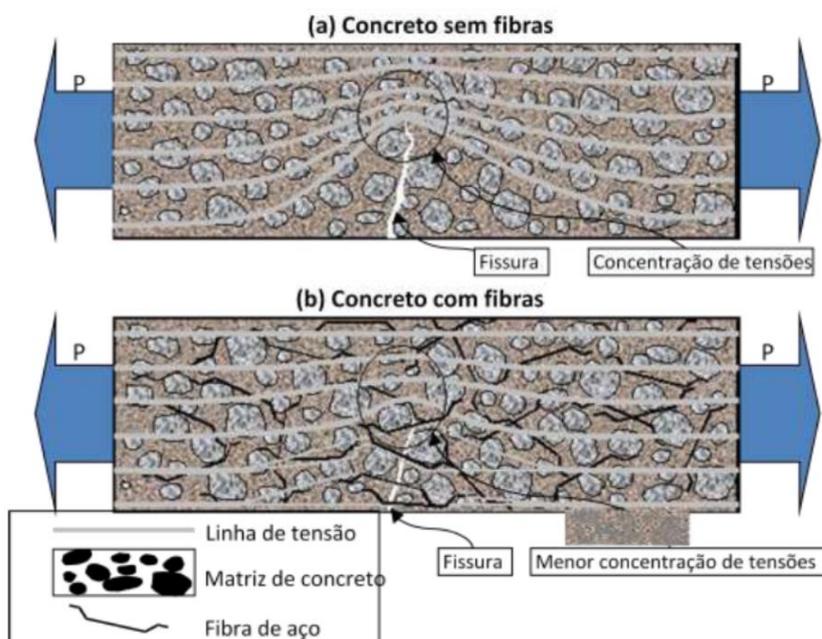
Para se compreender a melhoria proporcionada pela adição de fibras, deve-se entender primeiramente o comportamento da fissuração no concreto simples, onde segundo Figueiredo (2000), neste tipo de concreto as fissuras atuam como um obstáculo, impedindo a propagação das tensões. Desta forma as linhas de tensão tem que “desviar” da fissura, gerando um acúmulo de tensões na extremidade das mesmas, que por sua vez, ocasionam a ruptura abrupta do material quando superado o valor da tensão crítica da matriz.

Caso este concreto esteja submetido a um ciclo de esforços, poderá ocorrer uma ruptura por fadiga, pois cada ciclo atuará contribuindo com uma pequena propagação destas fissuras e aumentando a concentração de tensões nas extremidades das mesmas. Desta maneira quando se iniciam as fissuras no concreto, este material se rompe abruptamente (comportamento frágil), não apresentando qualquer capacidade resistente após fissuração. (FOÁ e ASSIS, 2002)

A incorporação de fibra ao concreto projetado então, ocorre pelo fato deste material controlar a fissuração, tanto a abertura quanto a propagação das que aparecem durante a retração do concreto. Isto acontece pois a fibra atua como uma ponte, facilitando a transferência de tensões entre as fissuras, que por sua vez, acarreta na diminuição da concentração destas tensões nas extremidades das pontas das trincas. (FIGUEIREDO 2000)

Deste modo, segundo Figueiredo (2000), isso significa uma melhoria expressiva em seu comportamento mecânico, pois com a capacidade das fibras em absorver energia na pós-fissuração, o concreto consegue resistir aos esforços neste estado. O comportamento da concentração de tensões nas fissuras tanto para o concreto simples, quanto para o concreto reforçado com fibras pode ser melhor compreendido na Figura 53.

Figura 53 – Esquema de concentração de tensões no concreto simples e reforçado com fibras



Fonte: Figueiredo (2000, apud Figueiredo 2011)

A adição de fibras ao concreto projetado apresenta outra melhoria em relação ao concreto projetado simples, neste caso, a aderência, permitindo camadas mais espessas. A título de comparação, no caso do concreto projetado normal, a espessura total prevista deve ter sua aplicação dividida em camadas de 25mm, para evitar que ocorra o deslocamento do material. (FIGUEIREDO, 2000)

Bosco e Campanhã (1998), apontam também como ponto à favor da utilização de concreto projetado reforçado com fibras, principalmente as fibras de aço, o fato deste tipo de concreto poder dispensar a colocação da malha de aço, resumindo o ciclo operacional à uma única etapa, ao invés das 3 etapas que constituem um ciclo normal de colocação de concreto projetado sem reforço de fibras, sendo as seguintes em sequência: colocação da primeira camada de concreto projetado, com 3 a 5cm, logo após um avanço de escavação; fixação das malhas de aço (paredes laterais e/ou abóbada) e por fim a projeção da camada final de concreto projetado sobre a malha de aço, com espessura especificada em projeto, sendo esta última já constituindo o revestimento definitivo.

Geraldi (2011), também compartilha da visão de Bosco e Campanhã (1998), salientando que o CPRF vem gradualmente sendo cada vez mais utilizado também como revestimento secundário (final), apresentando boas vantagens quando utilizado em substituição aos revestimentos tradicionais em concreto armado e também o concreto projetado com telas metálicas.

2.8.2 Cambotas

As cambotas (Figura 54) são elementos de suporte metálicos, constituintes do suporte primário e muito utilizados em escavações de túneis em solo ou maciços rochosos de qualidade ruim (Classes IV e V – RMR), com pouca ou nenhuma auto-sustentação.

Podem ser constituídas por arcos de perfis laminados (tipo I, H, dentre outros) ou treliças de vergalhões de aço, possuindo variadas seções e formadas por peças pré-fabricadas que são aparafusadas umas as outras na obra, formando uma espécie de arco, acompanhando a abóbada e as paredes laterais do túnel, e apoiando-se no piso. (BOSCOV e CAMPANHÃ, 1998; GOMES, 2009; GUIMARÃES, 2018)

Figura 54 - Cambotas metálicas utilizadas como suporte



Fonte: Gomes (2009)

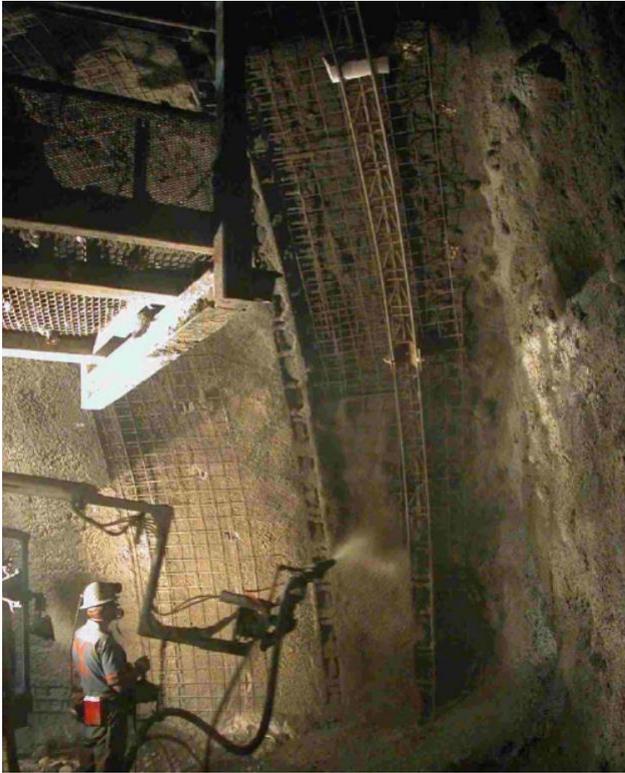
As cambotas são geralmente o primeiro elemento de sustentação a ser utilizado após um avanço de escavação, e para que sejam utilizadas de maneira correta, é necessário que antes de serem posicionadas para instalação, execute-se uma primeira camada em concreto projetado com espessura entre 3 a 5 cm no maciço recém escavado, afim de estabilizar o terreno e impedir a queda de material, e também conferir cobertura a armadura da cambota, para que não fique em contato diretamente com o maciço. (BOSCOV e CAMPANHÃ, 1998)

A finalidade destes elementos é suportar o carregamento do terreno nas primeiras horas após a escavação de um avanço, enquanto o concreto projetado não adquire resistência. As cambotas atuam distribuindo as tensões de maneira uniforme, e por isso se torna fundamental o cuidadoso encunhamento e/ou preenchimento com concreto projetado logo após a sua instalação, para que não haja vazios entre a superfície do seu extradorso com o maciço, pois caso contrário não exercerá sua função. Feito isto, é realizado o preenchimento dos espaços entre as cambotas, como pode ser visto na Figura 55.

Além disso, para que ocorra a correta distribuição das tensões, deve-se ter um cuidado extra com a instalação da primeira cambota, devendo ficar perpendicular ao eixo do túnel, afim de evitar que sofram esforços de torção (podem ocasionar o

colapso da cambota) e deslocamento do pé, o que dificultaria a união com o segmento que virá ser instalado após a escavação do rebaixo. (BOSCOV e CAMPANHÃ, 1998)

Figura 55 - Concreto projetado sobre cambotas treliçadas



Fonte: Melâneo (2012)

Normalmente o espaçamento entre cambotas varia numa faixa de 0,6m a 1,4m dependendo da qualidade do meio rochoso e do tamanho da seção do túnel, no entanto pode-se utilizar menores espaçamentos quando se necessita de um maior reforço, principalmente em meios menos estáveis.

Quando o maciço apresenta maior estabilidade ou qualidade, pode haver um maior espaçamento entre cambotas, chegando a algumas vezes servirem apenas para manter o gabarito da geometria da seção. (VALLEJOS, 2010; BOSCOV e CAMPANHÃ, 1998)

Segundo Teixeira (1999), o apoio das cambotas é feito de maneira distinta para túneis em rocha (Classes I, II e III) e maciços de solo (Classe V ou pior). No primeiro caso, os pés das cambotas podem ser apoiados diretamente no piso do túnel, enquanto que no segundo caso deve-se realizar um tipo de fundação, apoiando as cambotas em sapatas de concreto, afim de redistribuir as tensões no solo de acordo com a capacidade de carga.

Em alguns casos, pode ser necessário fazer o travamento dos pés das cambotas entre si, como em solos com baixa capacidade de carga, ou quando ocorrem esforços laterais. Este travamento pode ser feito através de segmentos instalados sobre o piso, ou através de uma camada de concreto projetado ou concreto armado aplicado sobre o piso, constituindo um arco invertido, também conhecido como *Invert*, que será visto mais adiante. (DOBEREINER, 1998)

2.8.3 Tirantes

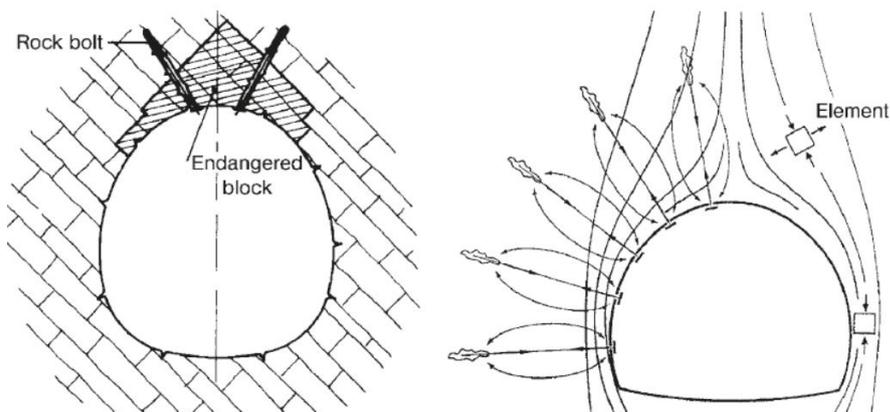
Os tirantes são elementos de suporte, muito utilizados na metodologia de execução sequencial NATM, principalmente nas escavações de túneis em rocha.

Trata-se de uma técnica consagrada de reforço de terrenos, utilizada associadamente com concreto projetado e telas metálicas, e seu modo de atuação é similar ao das cambotas metálicas, tendo como objetivo estabilizar o maciço circundante após escavado, através de uma tentativa em fazer com que retorne ao seu estado original de confinamento. São utilizados normalmente como reforço temporário (ou provisório) para garantir segurança à frente de trabalho e assim permitir que as demais etapas continuem sendo executadas até que seja feito o revestimento final, também chamado de secundário ou definitivo.

Apesar de poder ser utilizado também como suporte definitivo, no entanto, é largamente aplicado como suporte provisório pois há dúvidas no meio técnico se o seu comportamento à longo prazo se mantém.

Sua aplicação pode ser feita de maneira sistemática no contorno da seção (quando na abóbada e laterais) e assim formar um anel estrutural resistente, também chamado de arco colaborante, ou apenas ter atuação localizada para ancorar um bloco solto de rocha, conforme pode ser visto na Figura 56. (BOSCOV e CAMPANHÃ, 1998; MAIDL, THEWES e MAIDL, 2013)

Figura 56 - Atuação dos tirantes: localizados (à esq.) e sistemáticos ou em grupo (à dir.)

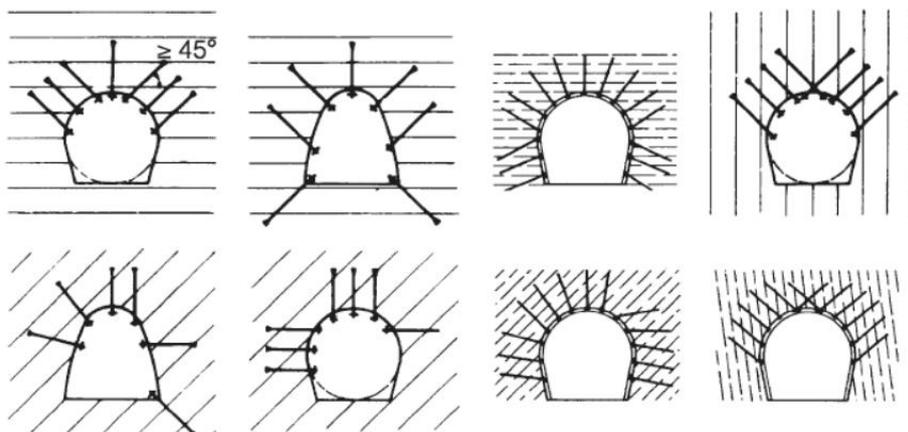


Fonte: Maidl, Thewes e Maidl (2013)

Bosco e Campanhã (1998) e Maidl, Thewes e Maidl (2013), fazem algumas recomendações quanto a aplicação destes elementos de suporte, dentre elas, que assim como no caso das cambotas, seja realizada a projeção de uma primeira camada de concreto projetado (3 a 5cm) logo após a escavação e retirada dos chocos, antes de se efetuar a perfuração para colocação dos tirantes, e que devem ser instalados de preferência com uma angulação que fique entre 45 a 90° em relação aos planos de descontinuidades, porém em hipótese alguma em ângulos iguais ou menores que 30°.

A Figura 57 apresenta possíveis posicionamentos dos tirantes conforme as recomendações quanto à angulação, com detalhe para os planos de descontinuidades.

Figura 57 - Arranjos de posicionamento de tirantes



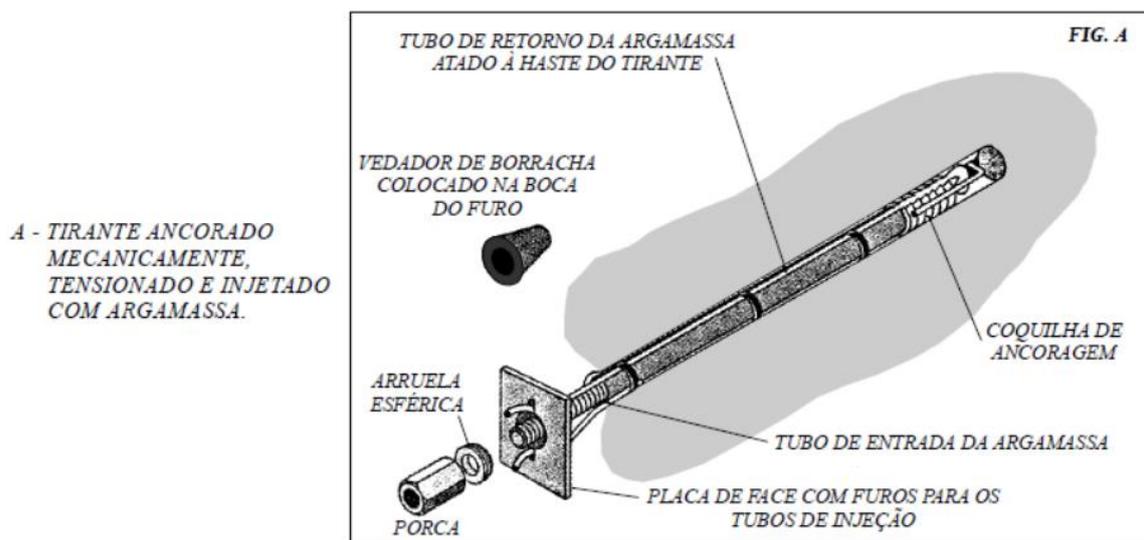
Fonte: Maidl, Thewes e Maidl (2013)

Os tirantes são constituídos geralmente de barras ou cabos de aço, podendo funcionar de forma tensionada (ativos) ou não tensionada (passivos), inseridos em furos previamente executados com máquinas de perfuração, sendo fixados e ancorados com resinas, argamassas expansivas, cunhas, dentre outros. O tipo de tirante a ser utilizado em uma obra subterrânea, bem como o espaçamento entre eles, são fatores norteados pelos aspectos geológicos presentes no maciço. (VALLEJOS, 2010)

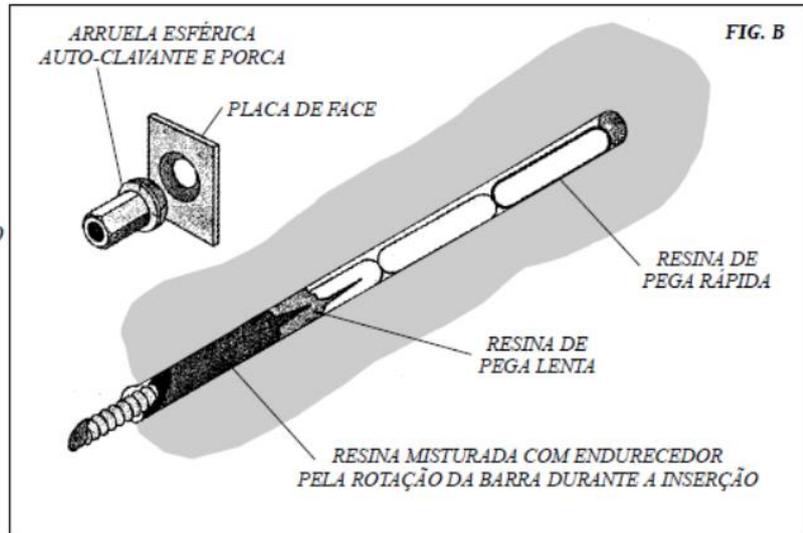
No caso dos tirantes tensionados (ativos), a ancoragem pode ser feita de duas maneiras: através de coquilhas expansivas ou resinas de pega rápida.

Já os tirantes não tensionados, são constituídos por tubos de aço que são inseridos nos furos previamente abertos no maciço, e a sua ancoragem é conseguida através do atrito entre as paredes externas do tubo, com as paredes do furo. Estes tipos de tirantes são chamados de ancoragens mecânicas por não utilizar nenhum elemento químico como resinas e argamassas para preencher o espaço entre a barra e o furo. Os dois principais tirantes deste tipo, e muito utilizados são o *Swellex* e o *Split Set*, apresentados na Figura 58.d e Figura 58.e, respectivamente.

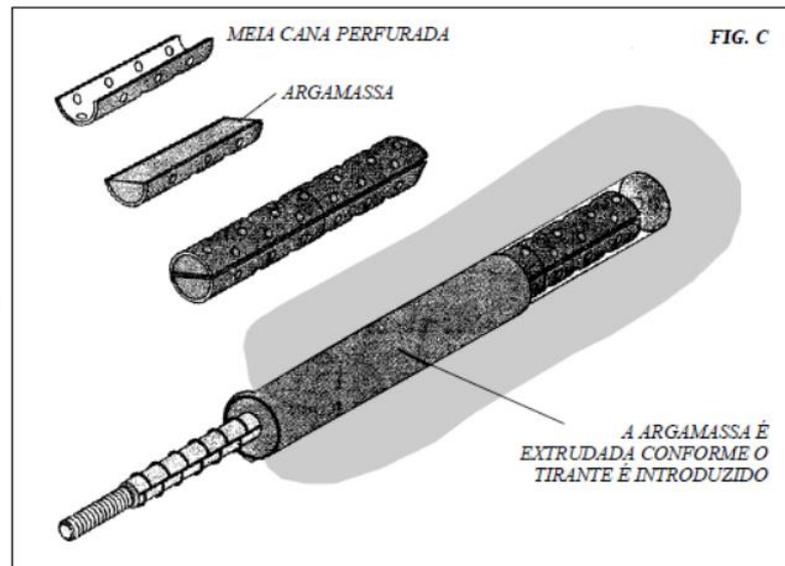
Figura 58 - Principais tipos de tirantes e suas características



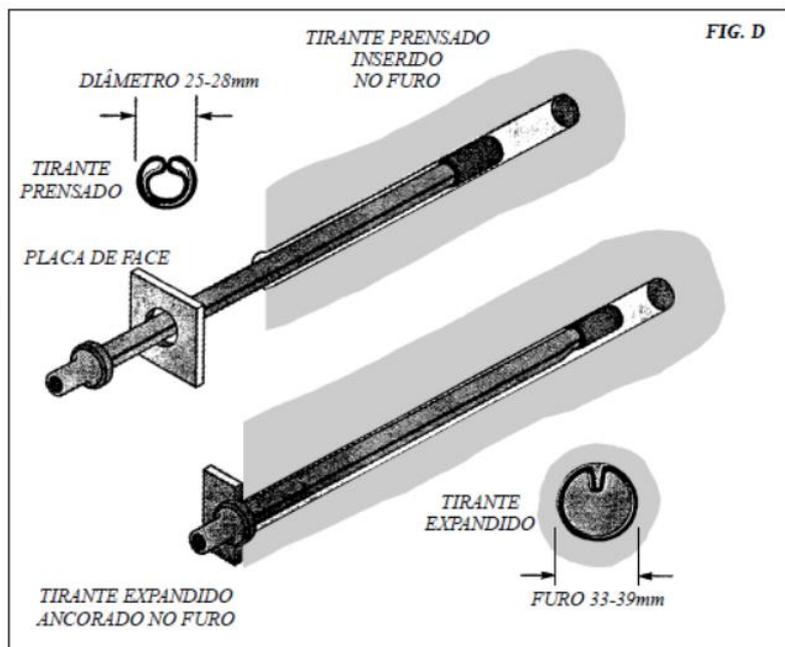
B - TIRANTE ANCORADO COM RESINA, TENSIONADO E INJETADO

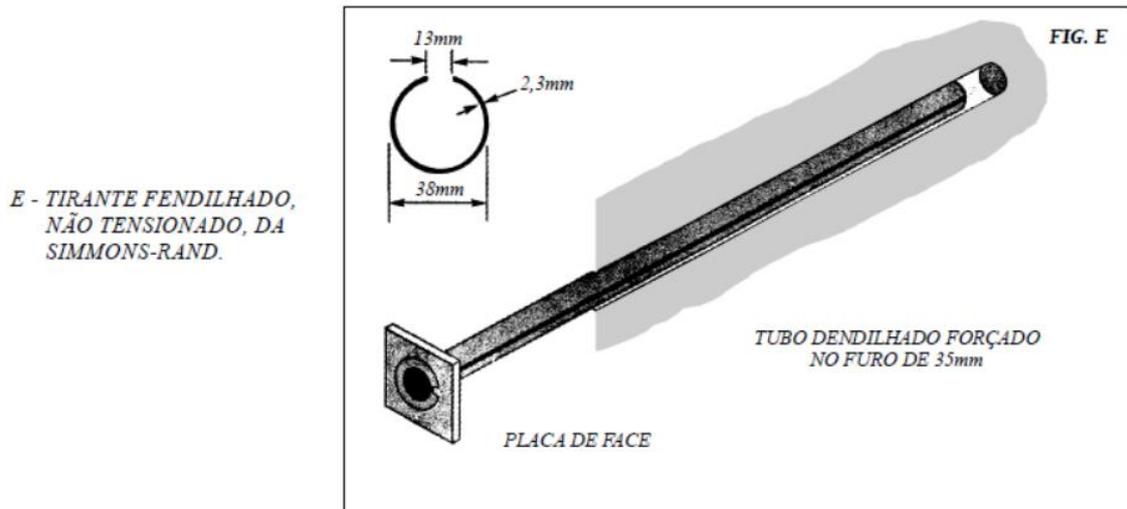


C - TIRANTE DE HASTE ARGAMASSADA, ONDE A ARGAMASSA É COLOCADA EM DUAS MEIA-CANAS PERFURADAS



D - TIRANTE SWELLEX, DA ATLAS COPCO, NÃO TENSIONADO, EXPANDIDO POR MEIO DE ÁGUA E ALTA PRESSÃO





Fonte: Boscov e Campanhã (1998)

2.8.3.1 Swellex (Tirante Expansivo)

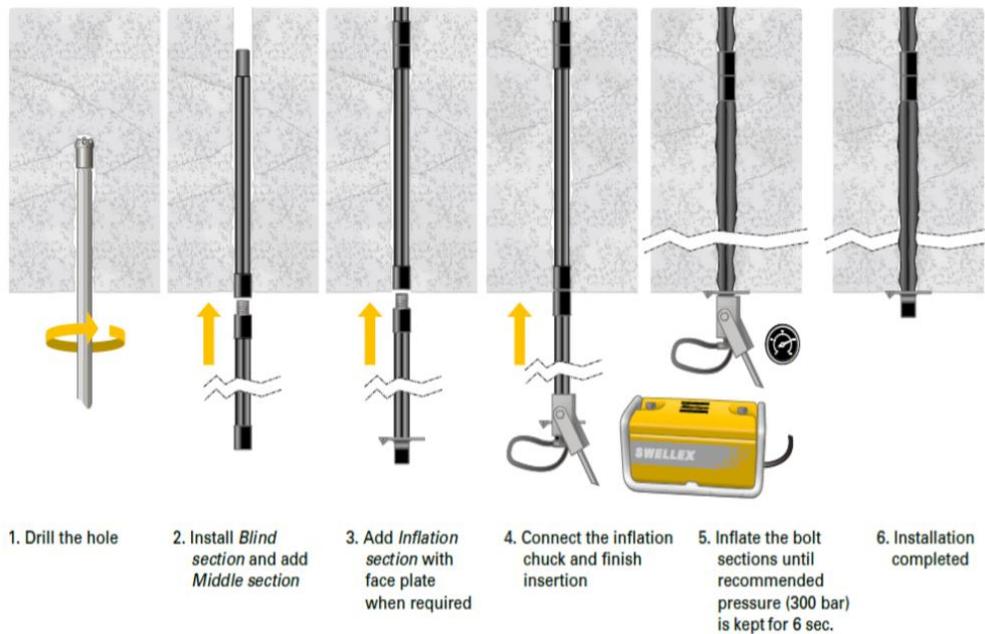
Os tirantes *Swellex* são ancoragens mecânicas não tensionadas do tipo coluna total que funcionam por atrito, sendo constituídos por um tubo de aço de 42mm, fabricado de forma dobrada para ficar com diâmetro entre 25 e 28mm, e desta forma serem inseridos em furos de 33 a 39mm, e assim permitir a expansão do tubo quando colocado dentro do furo. Esta expansão é conseguida através do bombeamento de água sob elevada pressão, que por consequência ajusta o tubo de aço nas paredes laterais do furo. (MELÂNEO, 2012)

O atrito conseguido pelo *Swellex* se deve pelos esforços do maciço em restaurar o diâmetro original da barra, pressionando-a. No entanto, nem o diâmetro, nem a força de atrito diminuem, pois a barra é resistente à estes esforços. (LIMA, 2017)

Podem ser utilizados nos mais diversos tipos de obras subterrâneas, principalmente nas que apresentam maciços muito fraturados e de rocha dura, constituindo-se em uma das melhores opções em escavações onde há a necessidade imediata de se realizar a colocação de suporte, pois a aplicação é muito rápida e entram em operação imediatamente após a instalação (PEREIRA, 2018).

A Figura 59 mostra a sequência de instalação do tirante *Swellex*.

Figura 59 - Instalação de tirantes do tipo Swellex



Fonte: Atlas Copco (2008)

2.8.3.2 Split-Set (Cavilha)

Os tirantes do tipo *Split-Set*, são ancoragens mecânicas que funcionam também por atrito, muito utilizados no suporte da abóbada (teto) e paredes laterais.

Neste caso, a ancoragem é obtida através de fricção, forçando a entrada de um tubo vazado com diâmetro (32 a 41mm) superior ao do furo (33 a 39mm). A pressão induzida pela introdução em um furo de menor diâmetro, produz forças radiais que geram resistência de atrito entre a superfície do tirante e a rocha, impedindo o deslizamento (MELÂNEO, 2012).

Segundo Hoek et al. (1995), este tipo de ancoragem mostra boa utilidade em ambientes que apresentem *rockburst* moderado, pois ao invés de romper-se, irá escorregar, e quando utilizada em conjunto com telas, impedirá a queda dos blocos decorrentes de uma explosão leve (PEREIRA, 2018).

O *rockburst* é um fenômeno anômalo que ocorre em escavações subterrâneas quando há uma grande concentração de tensões, principalmente em maciços de rocha muito dura e sob altos níveis de tensão, ocasionando a explosão repentina e violenta de blocos (HOEK, 2000)

Geralmente ocorre em túneis situados em grande profundidade (1000m), devido as altas cargas de recobrimento, podendo acontecer em túneis menos

profundos quando estiver inserido em maciços que apresentem tensões muito anisotrópicas ou elevadas tensões horizontais, neste caso com possível origem tectônica. (PALMSTRÖM, 1995 apud SALMONI, 2014)

Como pontos fortes deste sistema, pode-se citar a facilidade de execução, o fato de entrar em serviço imediatamente após a colocação e a dispensa de equipamentos mais elaborados para instalação, como no caso do *Swelllex* que necessita de equipamento de bombeamento.

Apesar dos fatores favoráveis, e do baixo custo, apresenta algumas desvantagens, onde se destaca a vida útil curta, variando de dias a alguns anos (cerca de até 2 anos), e a grande sujeição à corrosão, em maior ou menor escala dependendo da água e do meio onde está inserido. Desta maneira observa-se uma aplicação maior em tarefas de suporte leve (até 4 ton.), sendo utilizado como suporte provisório. (PEREIRA, 2018)

2.8.4 Telas Metálicas

As telas metálicas ou malhas de aço soldadas (Figura 60) são utilizadas juntamente com concreto projetado, e tem por finalidade substituir as armaduras de aço CA-50 muito utilizadas tradicionalmente, de maneira a conferir ao concreto melhores características de ductilidade. (VALLEJOS, 2010)

Pode ser empregada individualmente ou associada a cambotas e tirantes dependendo da qualidade apresentada pelo meio rochoso. Quando usada com tirantes, primeiramente é projetada a primeira camada de concreto (2 a 5 cm) sobre a superfície escavada, onde em seguida são colocados os tirantes e na sequência é fixada a malha sobre o concreto projetado, através de pinos e chumbadores. Quando utilizadas com cambotas o procedimento é o mesmo. (BOSCOV e CAMPANHÃ, 1998)

Figura 60 - Aplicação de tela metálica

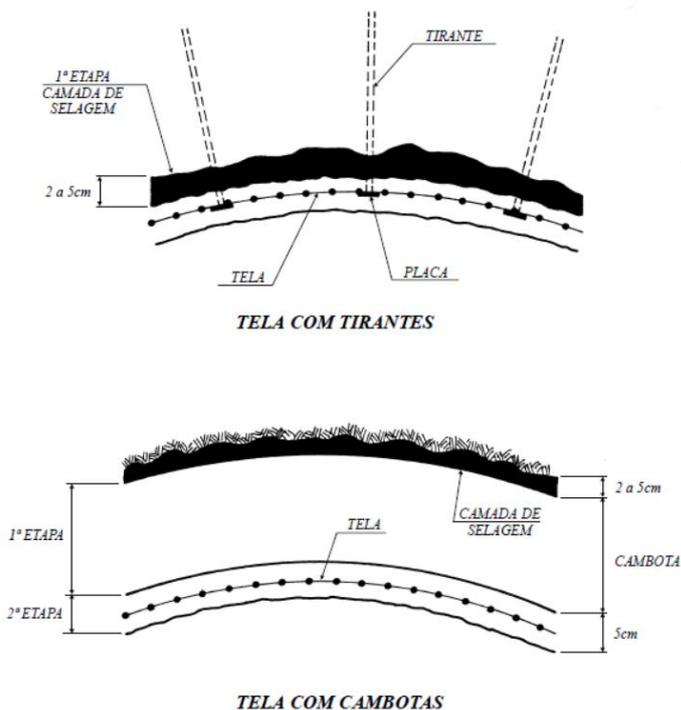


Fonte: Vallejos (2010)

A tela metálica é utilizada geralmente neste primeiro sistema de suporte, também chamado de suporte primário ou revestimento primário, auxiliando nas contenções iniciais. (VALLEJOS, 2010)

A sequência de execução deste sistema pode ser melhor compreendida na Figura 61, tanto quando usado com tirantes quanto usado com cambotas.

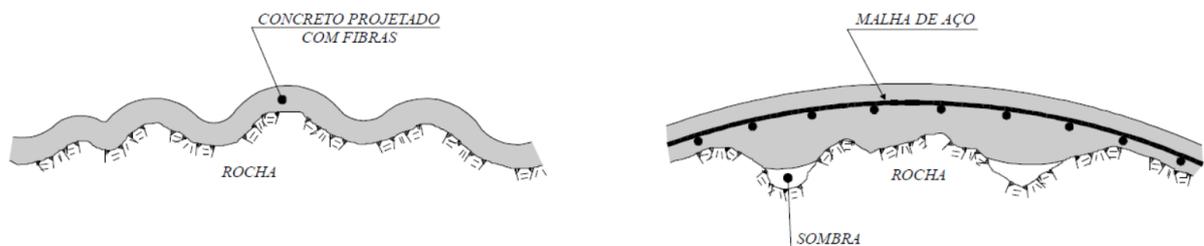
Figura 61 - Sistema de execução da tela metálica



Fonte: Boscov e Campanhã (1998)

Na visão de Boscov e Campanhã (1998), apesar das telas metálicas serem bons elementos, e ajudarem na melhoria das características mecânicas do concreto projetado simples, no entanto, não conseguem suprir uma característica apresentada pelo CPRF: o fato do concreto projetado reforçado com fibras já apresentar boa ductilidade, e além disto, ser capaz de acompanhar as irregularidades da superfície da seção escavada, algo que de certa forma é um pouco mais difícil de se obter com a utilização das telas, gerando um efeito “sombra” (vazios) pelo não preenchimento completo destas irregularidades. Ademais, acarretam na necessidade de um maior volume de concreto projetado, conforme pode ser observado na Figura 62.

Figura 62 - Diferenças entre CPRF e utilização de tela metálica



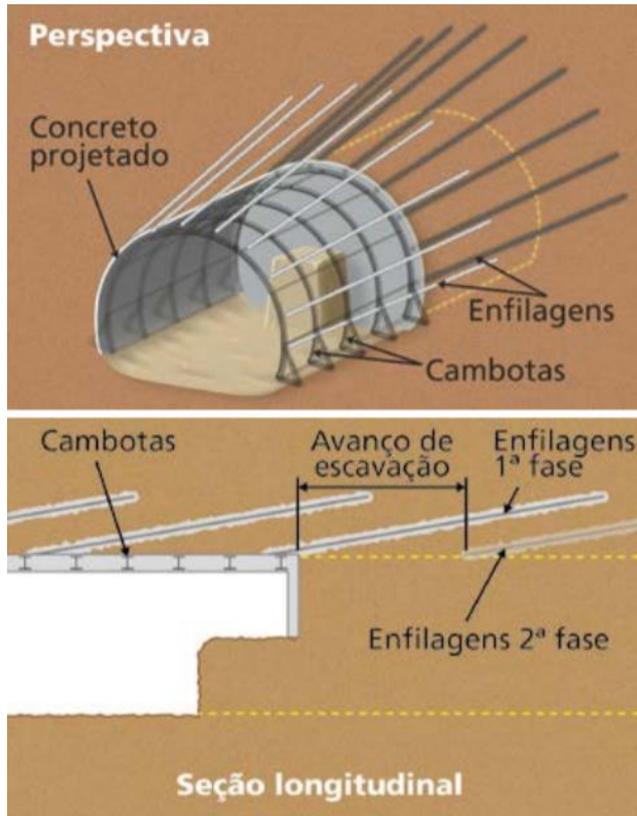
Fonte: Boscov e Campanhã (1998)

2.8.5 Enfilagens

As enfilagens são elementos longitudinais, utilizados principalmente em solos fracos com pouca coesão e maciços rochosos brandos ou muito fraturados (maciços de classe IV/V - RMR). São geralmente instalados no contorno superior da abóbada de um túnel antes de um avanço de escavação, permitindo que ocorra de forma estável, sendo por conta disso chamados de pré-suportes (Figura 63).

Desta maneira formam uma estrutura de proteção que auxilia na sustentação temporária do maciço aumentando seu tempo de auto-sustentação, permitindo assim o avanço da escavação e a posterior aplicação dos sistemas de suporte primários (concreto projetado e cambotas metálicas), que irão garantir de fato a estabilização da cavidade. (GOMES, 2009; VALLEJOS, 2010; GERALDI, 2011)

Figura 63 – Detalhe do tratamento por enfilagens



Fonte: Solotrat (2018)

Conforme demonstrado na Figura 63 em escavações do tipo NATM, quando o trecho do maciço a ser escavado requer maiores estabilidades pré-avanço, é possível executar uma sobreposição de enfilagens, geralmente afim de permitir de um a dois lances de avanço, onde cada etapa de escavação pode ser precedida pela inserção deste elemento. (DOMINGUES, 2016)

Muito utilizadas também nos emboques (Figura 64), as enfilagens atuam distribuindo longitudinalmente os esforços de carregamento, formando uma espécie de “guarda-chuva” que impede a descompressão da abóbada à frente da escavação, diminuindo assim as deformações e o possível colapso da frente de trabalho. (SAUER, 2003)

Figura 64 – Execução de lance de enfilagens no contorno da calota de um emboque



Fonte: Keller Tecnogeo¹¹

O tipo mais comum de enfilagem refere-se a um tubo de aço de 100 mm cravado de forma quase horizontal no maciço, paralelamente ao eixo do túnel, com comprimento de 10 a 12 m, sendo 8 a 9 m efetivos e o restante para o trespasse, como pode ser observado na figura Figura 63. Dependendo do maciço a ser estabilizado, o espaçamento entre tubos pode variar de 20 a 60 cm.

Atualmente, observam-se melhorias nos sistemas de enfilagens em relação ao tipo mencionado anteriormente, destacando a injeção de calda de cimento juntamente com os tubos de aço, formando as enfilagens tubulares injetadas e as enfilagens de bulbo contínuo.

2.8.5.1 Enfilagem Tubular Injetada

Este tipo de enfilagem é constituída por um tubo de aço do tipo *Schedule 40* com diâmetro 2,1/2", possuindo válvulas que permitem a injeção da calda de cimento ou *Grout* sob pressões controladas em pontos determinados, chamadas Válvulas Manchete, que é inserido então em um furo com diâmetro de 4", formando desta

¹¹ Disponível em: <<http://www.tecnogeo.com.br/enfilagem-dhps-injecoes-consolidacao-obras-tuneis>>
Acesso em: 02 Out. 2019

maneira um bulbo ao seu redor, consolidando o solo. (BOSCOV e CAMPANHÃ, 1998; VALLEJOS, 2010).

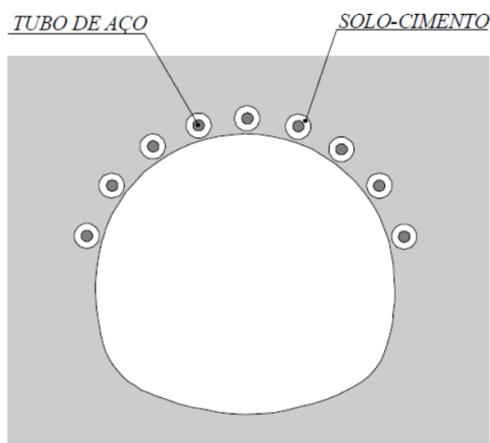
Vallejos (2010), resume da seguinte maneira os passos de execução deste tipo de enfilagem:

- Execução do furo com equipamento a roto-percussão com ou sem revestimento dependendo das características do solo, tomando cuidado para evitar a perda de material por carreamento;
- Introdução do tubo;
- Execução da bainha; e
- Execução da injeção de calda de cimento pelas válvulas manchetes conforme as pressões e quantidade definidas em projeto.

2.8.5.2 Enfilagem de Bulbo Contínuo

Este sistema de enfilagem (Figura 65), é uma evolução do sistema anterior, tendo como objetivo criar um bulbo sub-horizontal contínuo de solo-cimento, semelhantes ao *Jet-Grouting* horizontal (CCPh), diferenciando-se deste, pelo fato de utilizar pressões de injeção menores, e não alcançando assim, diâmetros relativamente grandes como os obtidos com *Jet-Grouting*. Podem utilizar ou não tubos de aço no interior, dependendo da necessidade em se aumentar a capacidade estrutural. (BOSCOV e CAMPANHÃ, 1998; VALLEJOS, 2010)

Figura 65 - Enfilagens de bulbo contínuo

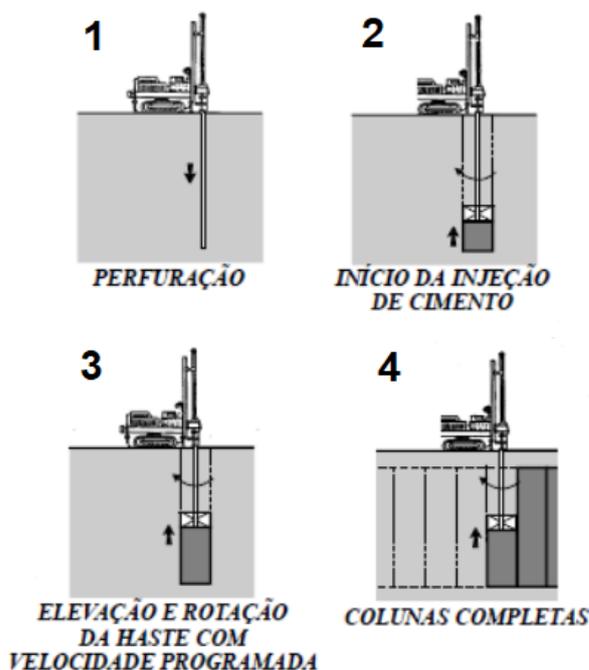


Fonte: Boscov e Campanhã (1998)

2.8.6 Colunas de CCPH ou Jet-Grouting

O CPH (*Cement Churning Horizontal Pile*) ou *Jet-Grouting* (grouteamento do solo) é uma técnica de reforço e consolidação utilizada previamente aos avanços (pré-suporte), com uma maior popularização à partir de 1970 e utilizada principalmente em maciços frágeis e solos de baixa coesão, com pouquíssima ou nenhuma estabilidade temporária (Figura 67). Esta metodologia consiste em injetar calda de cimento sob altas velocidades no terreno, causando a desagregação do solo, e conseqüentemente transformando-o em colunas de solo-cimento (Figura 66). (BOSCOV e CAMPANHÃ; GERALDI, 2011)

Figura 66 - Etapas de execução da técnica Jet-Grouting



Fonte: Adaptado de Boscov e Campanhã (1998)

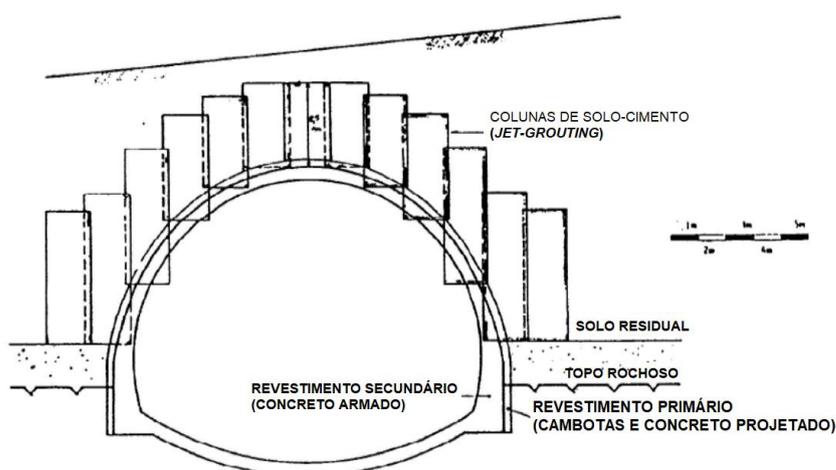
Acerca das principais aplicações desta técnica, pode ser citada a sua utilização para estabilizar internamente de forma temporária o maciço ao redor do túnel (paredes laterais, abóbada), ou ainda para melhorar a estabilidade dos taludes nos emboques, permitindo assim a execução da escavação.

Pode ser executada de forma horizontal, em posição análoga às enfilagens, vertical (no caso da necessidade em se estabilizar as paredes laterais), inclinada, e alocadas isoladamente ou encostadas umas às outras.

A menos que a superfície externa do terreno apresente obstáculos que impeçam a execução de forma vertical, como prédios e vias, ou ainda, se o túnel estiver sendo executado à grandes profundidades, deve-se haver uma preferência pela execução desta maneira, por ser mais fácil e menos onerosa. Além disso, o método de execução vertical permite diâmetros maiores do que o horizontal, aproximadamente 1,50m e 0,50m respectivamente. (BOSCOV e CAMPANHÃ, 1998)

Segundo Chapman *et al.* (2010), esta técnica de fortalecimento, de forma resumida, tem como objetivos principais, reduzir a permeabilidade do solo e aumentar sua resistência e conseqüentemente a sua estabilidade e rigidez.

Figura 67 - Colunas verticais de Jet-Grouting na abóbada, laterais e contorno da seção



Fonte: Adaptado de Vallejos (2010)

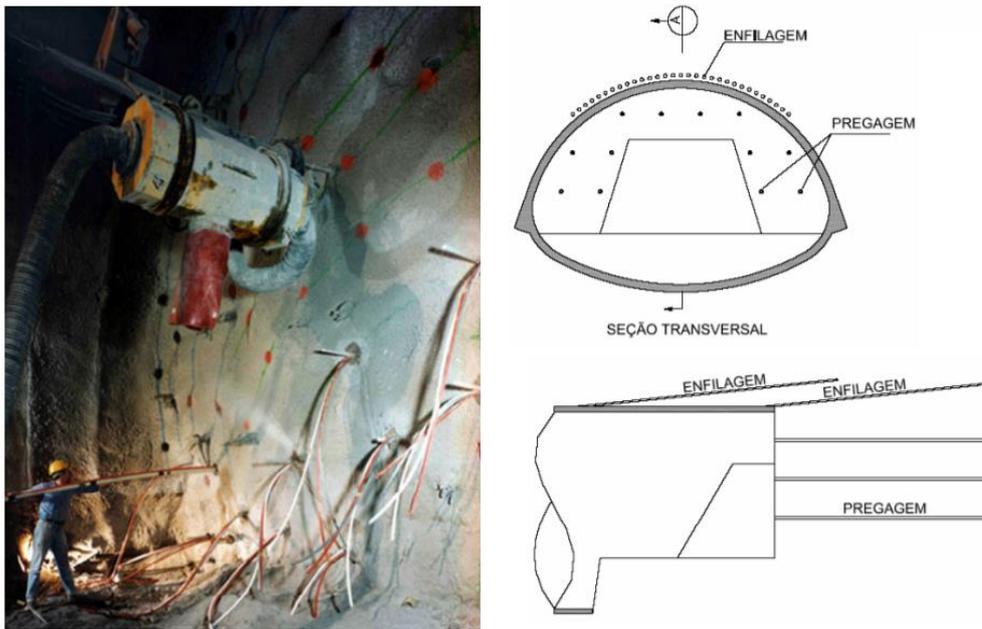
2.8.7 Agulhamento ou Pregagem de Frente

As pregagens de frente (Figura 68) também chamadas de agulhamento, são um tipo particular de enfilagens, configurando-se como elementos estruturais de pré-suporte. Geralmente são constituídos de barras ou tubos de fibra de vidro, PVC ou aço, utilizados em maciços de solo com grande instabilidade de frente, geralmente de classes IV e V - RMR. Tem por objetivo estabilizar a face frontal da escavação, fornecendo tensão de confinamento horizontal, melhorando a resistência ao cisalhamento do solo evitando assim o desmoronamento. São instalados por meio de

cravação ou perfuração, realizando o posterior preenchimento com calda de cimento ou resinas para criar um “enraizamento”. (VALLEJOS, 2010)

A pregagem de frente, é bom salientar, é destruída com o avanço da escavação, sendo reconstruída novamente para o avanço seguinte. (DOBEREINER, 1998)

Figura 68 - Pregagem de frente (vista frontal e corte transversal)



Fonte: Adaptado de Delgado (2009) e Vallejos (2010)

Geraldi (2011), destaca que a pregagem de frente ou agulhamento, até pode ser feita com colunas de *Jet-Grouting* horizontais, porém o uso sistemático dessa técnica aumenta significativamente os custos da obra, além de se mostrar inviável em alguns tipos de solos mais heterogêneos.

O autor menciona ainda que com a realização da pregagem de frente, é possível manter a seção de escavação em quase sua totalidade de forma vertical, dispensando o uso de núcleo frontal, que atua contra deslizamentos da frente de escavação de terrenos instáveis (Classe IV e principalmente V) e pode ser visto na Figura 69.

Figura 69 – NATM aplicado em maciço de solo com núcleo central e utilizando escarificadora



Fonte: Travagin (2012)

2.8.8 Arco Invertido (*Inverts*)

Os arcos invertidos ou *inverts* constituem-se em uma técnica de suporte extremamente necessária na metodologia NATM, principalmente em maciços formados por solos de baixa coesão (Classe V), ou quando do aparecimento de esforços laterais decorrentes de movimentações do maciço em escavação. São construídos nas soleiras dos túneis, escavando-se o arco e em seguida revestindo-o em concreto projetado ou concreto armado, com o objetivo de conter os empuxos laterais e assim fornecer um travamento para a seção escavada.

Nestes maciços de classe muito ruim, ou completamente convertidos em solo, esta técnica se mostra imprescindível para garantir a estabilidade e segurança, principalmente quando os túneis apresentam grandes seções (diâmetros). (GERALDI, 2011)

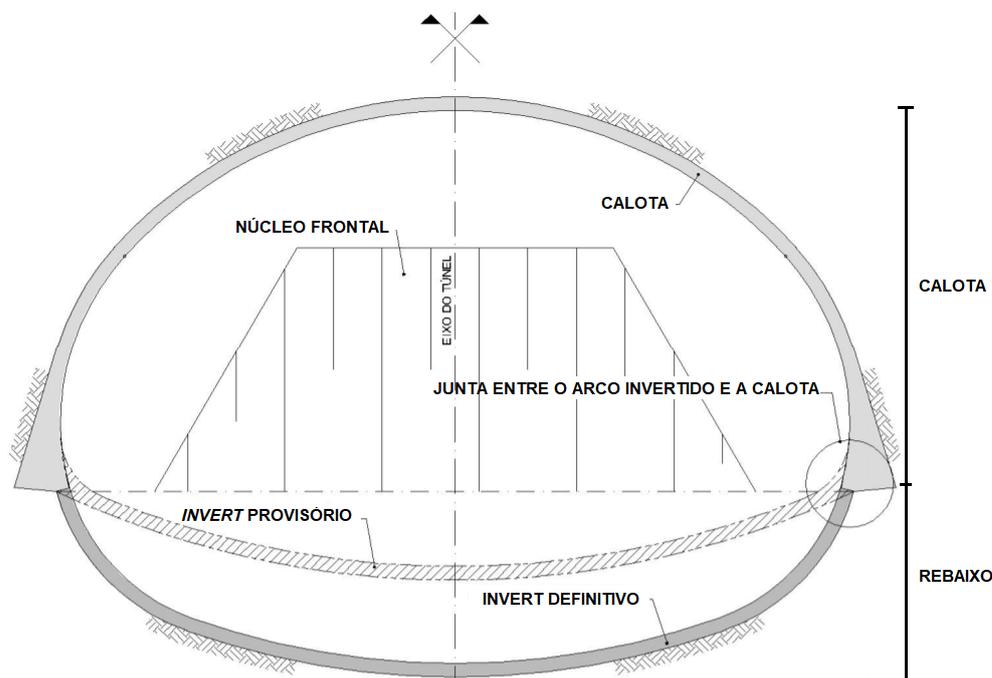
Podem ser utilizados para auxiliar de forma temporária o escoramento da calota na fase de escavação, sendo demolido quando executado o rebaixo, assim chamado de Arco Invertido Provisório – AIP, ou como estrutura integrante do revestimento final do túnel, após escavação do rebaixo, sendo chamado neste caso de Arco Invertido Definitivo – AID, conforme pode ser visto na Figura 70. (GERALDI, 2011)

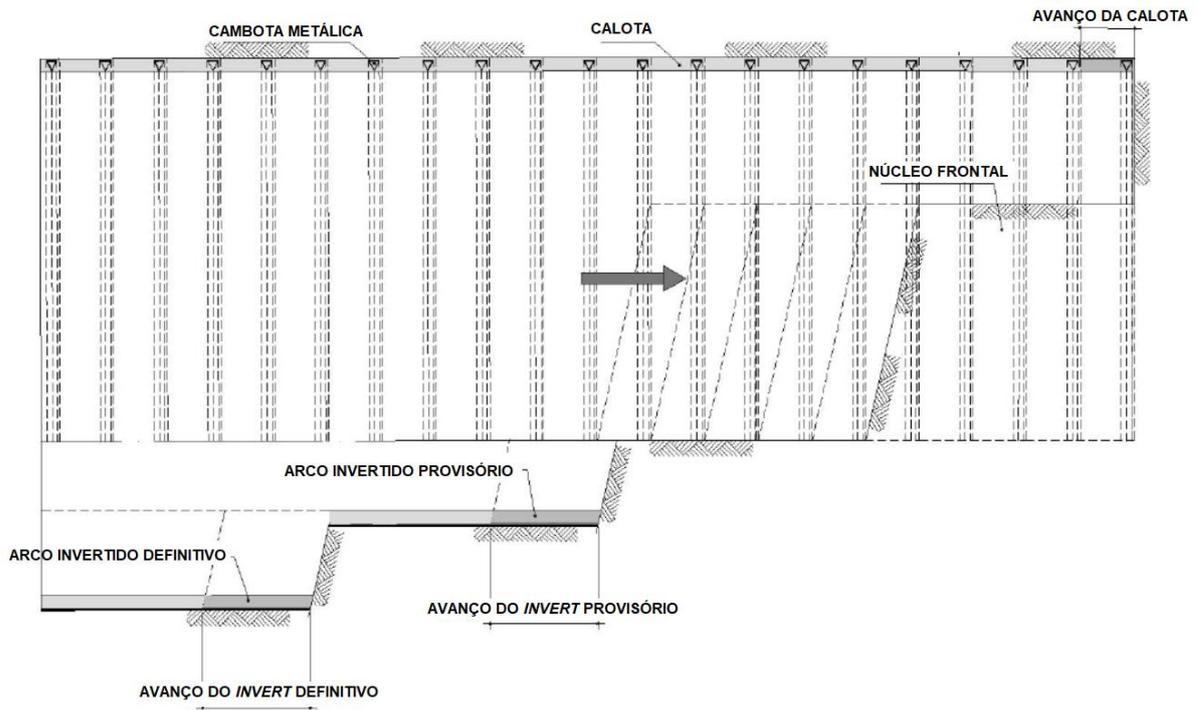
Segundo Geraldi (2011), os *inverts* proporcionam melhorias significativas dentre as quais:

- Melhores condições de fundação para o apoio do sistema de suporte primário do túnel em construção (concreto projetado, cambotas);
- Travamento dos pés das cambotas, impedindo movimentações laterais e o consequente fechamento da seção escavada (desmoronamentos laterais); e
- Melhorar a distribuição dos esforços que atuam sobre o contorno da seção escavada, quando bem incorporado ao revestimento do túnel, abóbada e paredes laterais.

Na maior parte das vezes nas obras executadas em solos e maciços ruins, opta-se pela adoção do núcleo central de escavação para estabilização da frente, e neste caso os *inverts* são executados com certa defasagem da calota. Neste caso, utiliza-se uma junta de concretagem entre as duas estruturas (*invert* e calota) que deve ser muito bem planejada e cuidadosamente executada pois será extremamente solicitada e terá grande importância na redistribuição dos esforços sobre o revestimento, provenientes do carregamento, e conseqüentemente exercerá papel importante no controle das deformações (Figura 71). (CARREIRA, 2014)

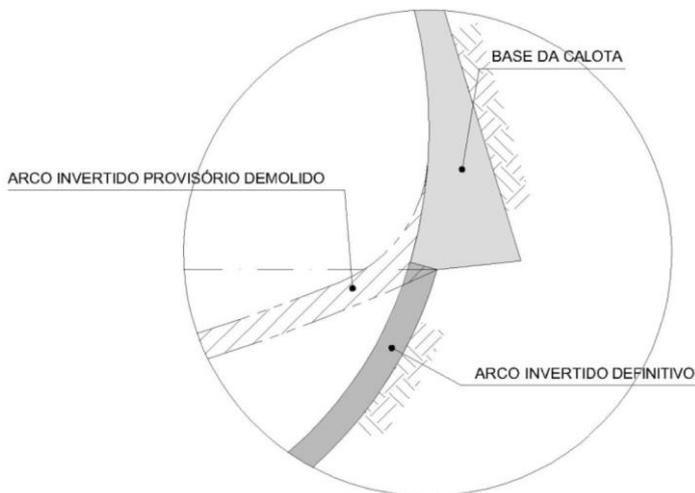
Figura 70 – Seção longitudinal e transversal da execução dos *Inverts*





Fonte: Carreira (2014)

Figura 71 - Detalhe da junta entre calota e Inverts



Fonte: Carreira (2014)

No entanto, em situações geológicas críticas, não se torna possível a realização de avanços com o arco invertido em certa defasagem, e nestes casos, o arco deverá ser escavado ao passo do avanço, sendo concretado na sequência. Pouco tempo após a sua concretagem (cerca de 6 horas), poderá ser feito o reaterro sobre o

concreto projetado do *invert*, permitindo a retomada da frente de avanço (GERALDI, 2011).

A calota e rebaixo, demonstradas na Figura 70, são um dos métodos de parcialização das escavações no NATM quando o terreno não apresenta boa competência, e será abordado em maiores detalhes na sequência do trabalho.

2.9 NATM - *NEW AUSTRIAN TUNNELING METHOD*

O método de escavação sequencial chamado Novo Método Austríaco de Túneis, conhecido por NATM – *New Austrian Tunneling Method*, teve seu desenvolvimento entre 1957 e 1965, na Áustria, pelo professor Dr. Techn. Ladislaus Von Rabcewicz, juntamente com Leopold Müller e Franz Pacher, após a observação de que os colapsos nas obras de escavações eram na maioria dos casos, oriundos principalmente das deficiências apresentadas pelos métodos de abertura e revestimentos tradicionais àquela época (escoramento em madeira, revestimento em tijolos, etc.), que permitiam o início da relaxação do maciço através da ineficiência em preencher os vazios que se originava entre o suporte e terreno.

A partir desta constatação, chegaram a conclusão, afim de resolver esta problemática, que um material altamente flexível, aplicado imediatamente após a escavação e que atingisse elevadas resistências em pouco tempo, capaz de preencher minuciosamente os espaços vazios e as irregularidades na superfície escavada, fazendo o intertravamento dos blocos de rocha ou do solo, conseguiria assim combater as tensões de relaxação iniciais. (EMPRESAS CBPO/FIGUEIREDO FERRAZ, 1994 apud MASCARENHAS, 2014)

Este elemento de característica inovadora referido acima, apesar de na época não ser aplicado especificamente em obras subterrâneas, já existia, e se trata do concreto projetado aditivado com acelerador de pega, dando início assim ao *New Austrian Tunneling Method* – NATM (sendo chamado assim, para diferenciá-lo do Antigo Método Austríaco), e mantendo-se imprescindível até hoje em escavações de túneis. Ironicamente, apesar do concreto projetado já existir, era uma crença comum à época que caso houvessem deformações no maciço durante o processo de cura, isto poderia causar danos irreversíveis no revestimento em concreto projetado, e por isso optava-se por realizar o revestimento em alvenaria de paralelepípedos ou tijolos.

(CARREIRA, 2014; EMPRESAS CBPO/FIGUEIREDO FERRAZ, 1994 apud MASCARENHAS, 2014)

Em contrapartida ao que se acreditava, a introdução de uma camada fina de concreto projetado logo após a escavação (os já mencionados 3 a 5cm) de maneira a “selar” a superfície, utilizada associadamente com outros dispositivos de suporte quando necessários (cambotas, telas e tirantes) e tratamentos prévios, travada em um intervalo de tempo adequado, através dos *inverts*, permite o alívio controlado das tensões, ocorrendo a redistribuição das mesmas. Desta forma consegue-se se evitar por completo as deformações excessivas, a ponto de transformar o maciço circundante, antes apenas um carregamento sobre os suportes, em um elemento colaborante com a sua sustentação, ou seja, um arco auto-suportante.

Mobilizar o carregamento do maciço circundante para contribuir com a própria sustentação da cavidade aberta, configura-se como o primeiro dos 15 mais importantes conceitos do NATM e que serão vistos adiante. (CARREIRA, 2014; TRAVAGIN, 2012)

As deformações excessivas que o sistema de suporte primário visa combater, geralmente ocorrem em um intervalo de tempo igual a no máximo o tempo de auto-sustentação do maciço, e por isso em maciços de piores qualidades a maioria das vezes se torna necessária a utilização dos tratamentos prévios (enfilagens, pregagens de frente, Jet-Grouting) que prolonguem este intervalo de tempo, e assim se tenha tempo hábil para a execução do sistema de suporte primário (concreto projetado, tirantes, cambotas, telas) antes que se inicie o processo de perda de auto-sustentação pelas deformações excessivas.

Para que esta metodologia seja aplicada com sucesso e os suportes sejam instalados em um momento certo, após a acomodação inicial do terreno, porém antes da sua desestabilização, pois assim o maciço circundante colabora com o escoramento, é imprescindível e obrigatório que ocorra o controle e monitoramento dos deslocamentos com sistema de instrumentação para que as decisões sejam tomadas rapidamente e de forma correta. (BOSCOV e CAMPANHÃ, 1998; TRAVAGIN, 2012)

Segundo Murakami (2002), Leopold Müller, listou 22 conceitos que seguidos de maneira correta, implicariam no sucesso do NATM, sendo os 15 principais elencados a seguir:

- 1) Conceito 1: Através do alívio de tensões, o maciço circundante ao túnel que inicialmente atua como elemento de carregamento passa a participar do suporte.
- 2) Conceito 2: Preservar a qualidade do maciço circundante tanto quanto possível com cuidados durante a escavação e aplicação do suporte, evitando o início de um processo de deterioração do maciço.
- 3) Conceito 3: Impedir a deformação excessiva do maciço de forma que ela perca a capacidade de auto-suporte passando a constituir um carregamento sobre o suporte.
- 4) Conceito 4: Trabalhando-se com deformações compatíveis com o maciço a capacidade autoportante é conservada passando este a trabalhar como um elemento portante.
- 5) Conceito 5: Caracterizar geológica e geotecnicamente o maciço, realizando a sua classificação geomecânica, de forma a se obter o máximo subsídio na definição do melhor método construtivo e para o dimensionamento do sistema de suporte e do revestimento.
- 6) Conceito 6: Adequar a parcialização da frente de escavação em função do comportamento do maciço, do tempo de auto-sustentação, da deformabilidade do material e dos equipamentos disponíveis.
- 7) Conceito 7: Utilizar o suporte adequado em termos de resistência e deformabilidade no momento certo, tirando partido da capacidade de auto-suporte do maciço.
- 8) Conceito 8: Não devem ser deixados espaços vazios entre o suporte e o maciço que permitam o desagregamento do material e conseqüente perda da capacidade de auto-suporte.
- 9) Conceito 9: Utilizar-se de elementos de suporte (concreto projetado, telas, ancoragens e cambotas) necessários e suficientes para impor tensões confinantes que equilibrem a abertura mantendo as deformações em níveis aceitáveis.
- 10) Conceito 10: Manter o fechamento do *invert* em distâncias compatíveis com a capacidade de carga da calota aberta e o mais próximo possível da frente de escavação.
- 11) Conceito 11: Definir uma seção de escavação com a menor área possível.

- 12) Conceito 12: Conceber formas que privilegiem o equilíbrio dos carregamentos predominantemente por esforços de compressão, ou seja, evitar o acúmulo de tensões, procurando adotar formas arredondadas.
- 13) Conceito 13: Realizar o acompanhamento das deformações através de instrumentação, cujas leituras servirão para subsidiar as revisões e otimizações do processo construtivo e do projeto, além de permitir o monitoramento da segurança da obra.
- 14) Conceito 14: O acompanhamento das instrumentações deve indicar a total estabilização dos deslocamentos após a conclusão do suporte e do revestimento.
- 15) Conceito 15: Drenar o maciço sempre que a presença da água possa provocar algum dano ou mecanismo que ponha em risco a obra e o local de trabalho.

Segundo Boscov e Campanhã (1998, p.5), o conceito 7 é o que apresenta maior dificuldade em sua aplicação, pois na visão dos autores:

Este é o conceito que apresenta a maior dificuldade na aplicação do NATM, dependendo muito da experiência da equipe executora da obra para a avaliação da deformabilidade do próprio suporte e o momento de sua aplicação. A aplicação de suportes pouco deformáveis e muito cedo, exige que suas capacidades sejam superiores àquelas realmente necessárias quando aplicado no momento certo, devido ao fato de se trabalhar com níveis de tensão mais elevados, quando o maciço suportaria ainda um certo alívio. Alguns fatores que influem no comportamento da interação solo-estrutura, ou na convergência do maciço, são: deformabilidade do maciço e do suporte; tamanho da abertura; defasagem entre a escavação e aplicação do suporte; espessura do suporte; método de escavação; etc.

Diante dos conceitos expostos, conclui-se em primeiro lugar que o *New Austrian Tunneling Method* não é exatamente uma técnica de escavação propriamente dita, mas sim uma versátil filosofia de projeto, observacional, que pode ser utilizada em rochas, solos, e nos mais variados tamanhos de seções exigidos, apresentando diretrizes e conceitos que bem aplicados, e por uma equipe experiente de geólogos, engenheiros e operários resultam no sucesso da execução da obra.

Em segundo lugar, e não menos importante, nota-se que o principal elemento desta metodologia é o concreto projetado (associado aos demais elementos de suporte quando necessários), e isso é fundamentalmente devido às suas características únicas. O intervalo de tempo entre a sua aplicação e o seu total endurecimento possibilita a deformação controlada do maciço, geralmente de

pequena magnitude, pois evitando-se a perda de coesão, e mantendo a articulação dos blocos do maciço, as deformações excessivas capazes de instabilizar a superfície escavada, são eliminadas. (DOBEREINER, 1998)

Atualmente o NATM é a técnica mais utilizada em túneis rodoviários no Brasil, e se deve principalmente pelo fato destes túneis serem relativamente curtos, não possuindo mais que 2,5km, o que para alguns autores como Sauer e Mergelsberg (2004), é o comprimento mínimo inicial para que seja viável financeiramente o emprego de técnicas mais sofisticadas como as TBM - *Tunnel Boring Machines*.

Apesar de Nord (2006) compartilhar da visão de Sauer e Mergelsberg (2004), o autor afirma que o comprimento mínimo inicial que viabiliza o emprego desta tecnologia é ainda maior, chegando a 3km para túneis com diâmetro de 3,5m e 6km para túneis com 7m de diâmetro, quando executados em rocha com resistência de 150Mpa ou mais.

Principalmente no caso do Brasil, isso se deve pelo fato do mercado de tuneladoras ainda não ser bem desenvolvido, e os equipamentos terem de ser importados, incidindo sobre estes altas cargas tributárias (cerca de 60% do valor do produto), tornando muito mais viável o emprego do NATM com detonação por explosivos, por necessitar de equipamentos mais baratos, sendo o principal o chamado “Jumbo” (será visto na sequência), e de posse comum às empreiteiras. (TRAVAGIN, 2012; NORONHA e FARIA, 2008)

Nesta mesma linha de raciocínio, Geraldi (2011), enfatiza que há um incremento significativo nos custos diretos iniciais em uma obra quando executada por TBM's, na ordem de 2 a 3 vezes mais do que quando adotada a metodologia NATM com uso de explosivos. No entanto, pondera que as Tuneladoras apresentam grandes vantagens, uma das quais a redução do prazo da obra, principalmente em túneis longos.

Quando a metodologia NATM é aplicada em maciços rochosos, a técnica utilizada para se realizar os avanços de escavação em si, é o *D&B - Drill and Blast*, também chamado de desmonte à fogo com explosivos. Já no caso de túneis executados em maciços de qualidade ruim ou em solos (Classes IV, e principalmente V), não são utilizados explosivos, e a escavação pode ser feita com rompedores pneumáticos leves, rompedores hidráulicos de maior potência, escarificadoras (Figura 72) e retroescavadeiras. (GERALDI, 2011)

Figura 72 – Escavadeira com cabeça escarificadora



Fonte: Carmix¹²

2.9.1 Parcialização das Seções

Apesar de um dos conceitos do NATM ser a escavação em seção plena (menos oneroso), realizando fechamento mais rápido possível da seção, ou seja a execução do *invert* definitivo para a criação do anel de sustentação, muitas vezes os maciços não apresentam uma capacidade de auto-suporte que permita que a escavação seja feita em etapa única, aliado ao fato de em muitos casos as escavações apresentarem grandes seções de vãos (diâmetros).

O grande problema da escavação de grandes vãos é que o seu ciclo de escavação e colocação de suportes demandam um intervalo de tempo muito longo, muitas vezes incompatível com o tempo de auto-sustentação estimado para aquela classe de terreno. Neste caso, quando houver a possibilidade de instabilização da escavação caso seja feita à plena seção, recorre-se a parcialização das seções, de modo a minimizar a perturbação no maciço e aproveitar a sua capacidade de auto-suporte, ou o seu *stand-up time*. (GERALDI, 2011)

¹² Disponível em: < <http://www.carmix.com.br/equipamentos/fresas/>> Acesso em: 08 Out.2019

Os autores Boscov e Campanhã (1998, p.4), compartilham desta visão, pois segundo os mesmos “Quanto maior o número de etapas (menor área unitária de escavação) maior será o tempo de auto-suporte da abertura não escorada e menores os recalques.”

Uma das maneiras básicas de se parcializar a escavação e consagrada no meio tuneleiro, consiste em dividi-la em duas etapas: calota e rebaixo (Figura 74), ou calota e rebaixo com execução do *invert* provisório para travamento da calota caso necessário (por exemplo rebaixo com classe geomecânica IV ou V - RMR) (Figura 76 -Tipo 4). Em ambos os casos, deve ser realizado a cada avanço, a instalação dos suportes primários (concreto projetado, cambotas metálicas, tirantes). A metodologia nas duas situações consiste em escavar primeiro a calota, que deve ser revestida com os sistemas de suporte primários, e em seguida o rebaixo.

A escavação do rebaixo geralmente se dá pela abertura de uma galeria piloto central seguido pelo alargamento lateral desta galeria (Figura 73), ou seja, há uma parcialização também do rebaixo. Feito isto, segue-se com a instalação dos suportes primários nas paredes laterais, juntamente com a escavação e concretagem do *invert* definitivo (TRAVAGIN, 2012).

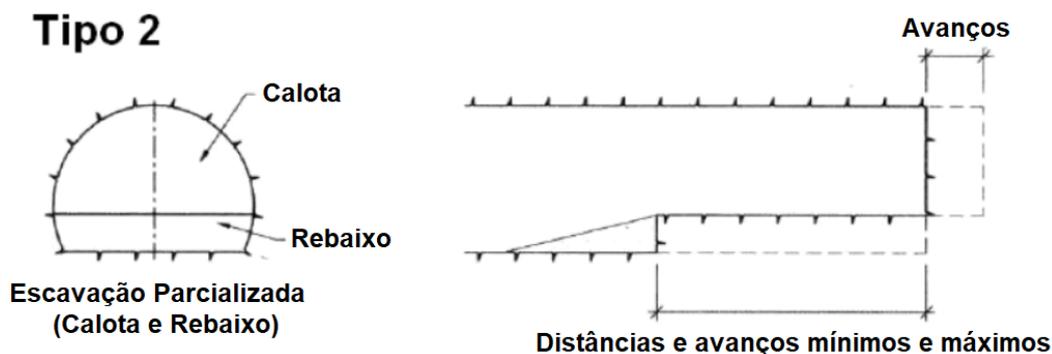
Figura 73 - Escavação e alargamento do rebaixo



Fonte: Acervo do Autor (2019)

Bosco e Campanhã (1998), afirmam que neste tipo de parcialização (calota e rebaixo), a escavação do rebaixo pode ser considerada a etapa mais delicada, pois previamente à sua execução, é demolido o arco invertido provisório que garantia a estabilização da calota, aumentando a sua vulnerabilidade à esforços laterais principalmente. Nesta etapa, os autores mencionam ainda que há o risco do “descolamento” dos pés das cambotas já instaladas na calota, e conseqüentemente a instabilização do maciço nesta área. Por último, deve-se realizar após escavação do rebaixo, a instalação dos segmentos que visam o prolongamento das cambotas, chamados de pé-direito, para que sejam apoiadas no *invert* definitivo

Figura 74 - Parcialização da seção (Calota e Rebaixo)



Fonte: Adaptado de Greifeneder (2003)

Outro tipo comum de parcialização, e de grande importância em túneis com grandes seções, a exemplo das estações de metrô, é a técnica chamada *side-drift* (Figura 75), que consiste em uma maior parcialização da seção, principalmente em maciços de solo, onde são escavadas uma ou mais galerias laterais na face de escavação exercendo a função de “piloto”. O avanço destas frentes pode ser feito de maneira alternada, escavando uma galeria lateral, instalando em seguida os sistemas de suporte primários e depois a escavação da outra galeria lateral, instalando novamente os suportes primários (DOMINGUES, 2016).

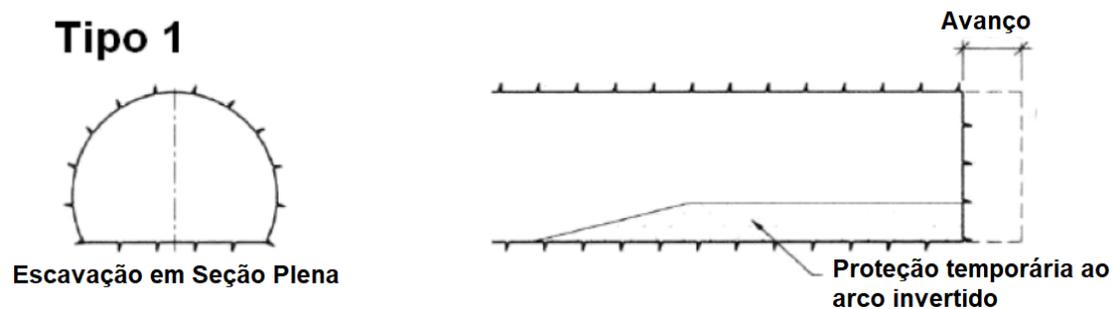
Figura 75 - Galeria lateral "side-drift" com detalhe para calota e núcleo central



Fonte: Adaptado de La Nación¹³

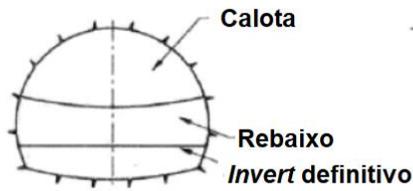
Outros tipos de parcialização comuns na metodologia NATM podem ser vistos na Figura 76.

Figura 76 - Parcializações de Seção comuns na metodologia NATM

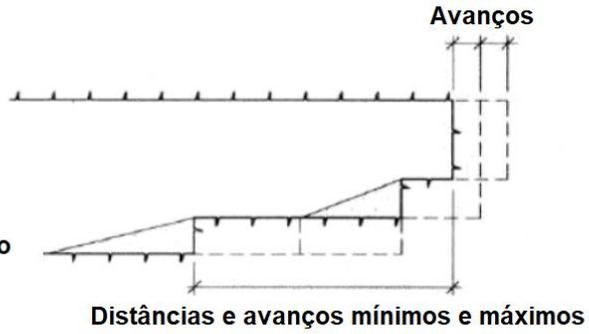


¹³ Disponível em: <<https://www.lanacion.com.ar/sociedad/side-drift-el-innovador-sistema-con-el-que-se-construyo-la-nueva-estacion-del-subte-h-nid2135589>> Acesso em: 08 Out. 2019

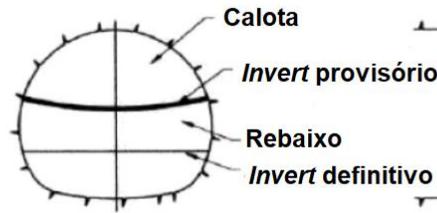
Tipo 3



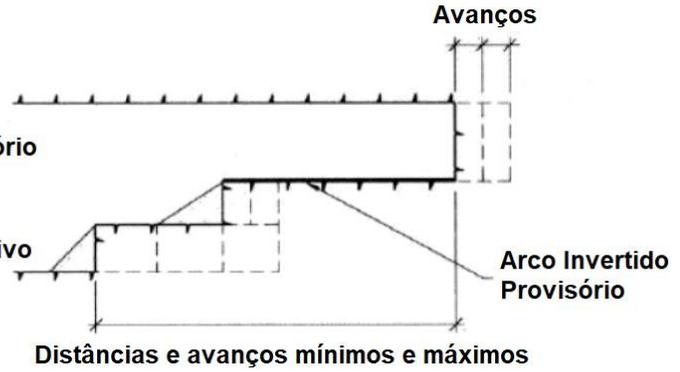
Escavação Parcializada
(Calota + Rebaixo + Arco Invertido)



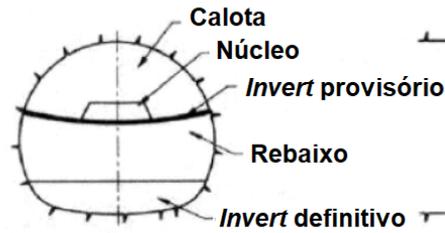
Tipo 4



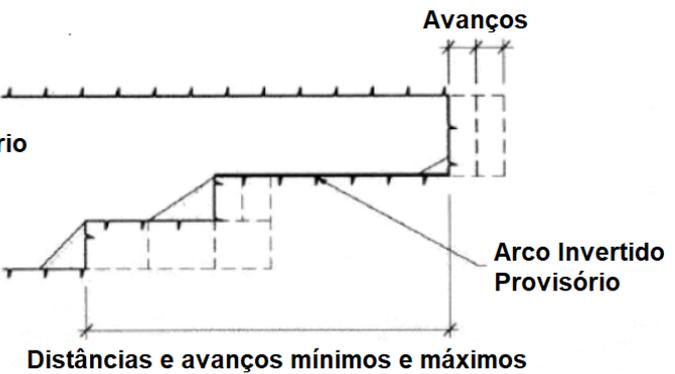
Escavação Parcializada
(Calota + Rebaixo + Arco Invertido)



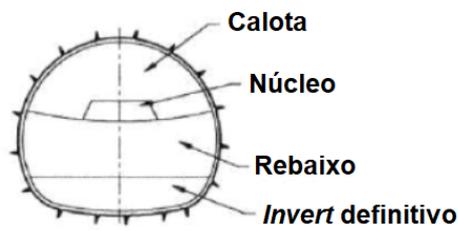
Tipo 5



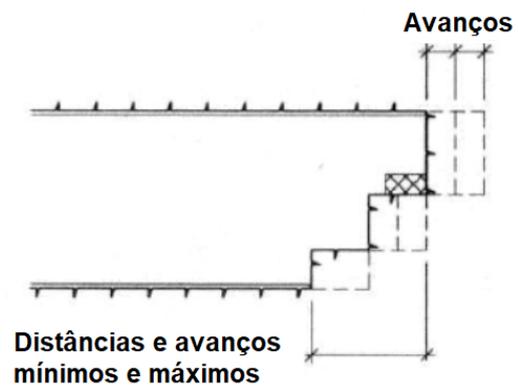
Escavação Parcializada
(Calota + Rebaixo + Arco Invertido)

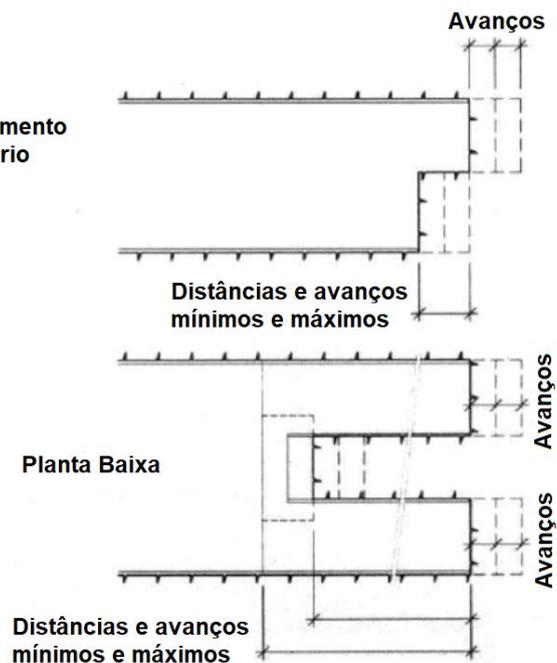
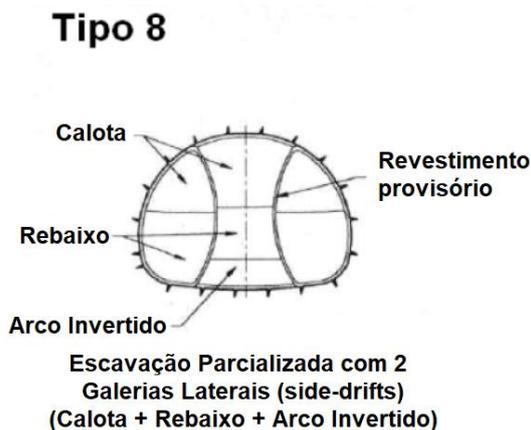
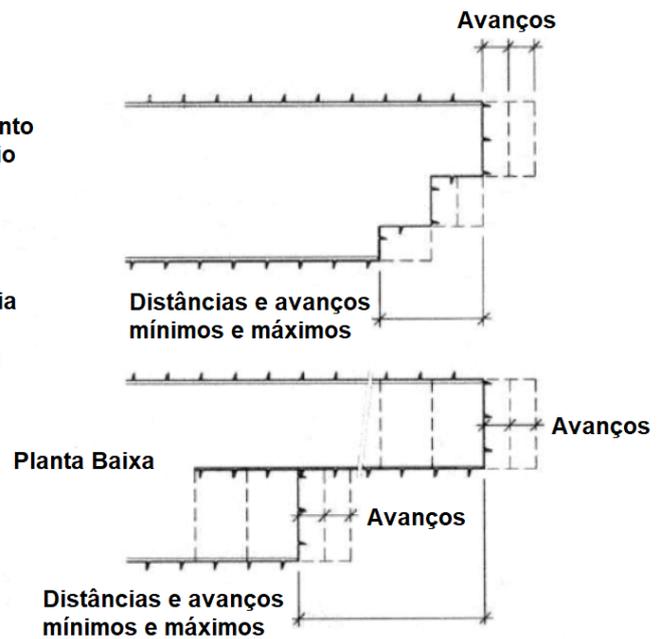


Tipo 6



Escavação Parcializada
(Calota + Rebaixo + Arco Invertido)





Fonte: Adaptado de Greifeneder (2003)

Segundo Boscov e Campanhã (1998), após a investigação geológico-geotécnica, a extensão do túnel que será executado é setorizada em trechos que possuam mesma classificação geomecânica, ou seja, trechos que possuem probabilidade de apresentar o mesmo comportamento na fase de escavação. A partir disto, a parcialização das seções é definida para cada um destes trechos, e nada impede que um deles seja executado em calota e rebaixo (Figura 74), e já no trecho seguinte tenha uma subdivisão da calota, feita a partir da abertura de galerias laterais

(*side-drifts*), devido à alguma mudança nas características do maciço, conforme pode ser visto na Figura 76 (tipos 7 e 8).

Ainda de acordo com os autores, realizada a setorização geomecânica, e definidas as parcializações da seção transversal, elabora-se o projeto do método construtivo, que necessariamente deve conter:

- Extensão do avanço em cada ciclo de escavação;
- Número máximo de ciclos de avanço permitido para fechamento do Arco Invertido;
- Necessidade do núcleo protetor da face de escavação;
- Tipos de suporte associados ao concreto projetado, tais como, cambotas de perfil de aço ou treliçadas, telas metálicas, tirantes; e
- Sistemas de estabilização prévia adicional à partir da frente de escavação, tais como drenagem, enfilagens, *Jet-Grouting*, agulhamento ou pregagem de frente.

Bosco e Campanhã (1998), afirmam ainda que embora seja muito bem detalhado o projeto do método construtivo (feito preliminarmente às escavações), é somente na fase de construção que de fato é obtido o projeto final, fundamentalmente à partir do mapeamento geológico-geotécnico detalhado, feito por geólogo e elaborado a cada avanço de escavação. Desta forma são fornecidos subsídios para ajustes no modelo elaborado anteriormente, onde a classificação geomecânica pode ser alterada para o trecho em questão, e assim reformuladas as soluções previamente estabelecidas.

De acordo com os autores, situações não previstas ou não detectadas pelos trabalhos de investigação do subsolo na fase preliminar, são comuns em obras de túneis, e por isso muitas vezes há a reformulação, já com a obra em andamento, dos tratamentos que haviam sido previstos. Assim consegue-se aumentar a segurança das operações e otimizar os custos da escavação e suporte, como por exemplo: um trecho que havia sido prevista uma Classe IV, necessita de suportes diferentes de um trecho que se apresenta em campo, como Classe III.

Nesta fase já com a obra em andamento, a instrumentação, que será abordada na sequência, possui papel fundamental, pois muitas vezes os resultados

apresentados são os indicadores definitivos de que o sistema, classe do maciço - método construtivo - sistema de suporte , está adequado ou não.

2.9.2 Instrumentação

Independentemente do método adotado, invariavelmente são verificados deslocamentos nas partes periféricas da área escavada (laterais), e em muitas vezes também na superfície acima das escavações. É de conhecimento comum ao meio tuneleiro, que quanto maiores as seções de escavação, e menor a cobertura acima do túnel, maiores as probabilidades de recalques e movimentações. (FRANCISS e ROCHA, 1998)

Um outro conceito que deve ser enfatizado, e muito importante neste meio, consiste na teoria de que os maciços não se instabilizam sem “avisar”. A instrumentação por sua vez então, se torna parte fundamental do método NATM, englobando um conjunto de aparelhos responsáveis por monitorar o comportamento tanto do maciço quanto do sistema de suporte, durante a fase de escavação ou eventualmente por toda a vida útil da obra, constituindo um elo entre projeto e execução. Cabe à estes aparelhos, fornecer dados referentes às deformações e as tensões no maciço e suporte, para que assim seja confirmada ou não, a eficácia dos procedimentos adotados até o momento, e também da segurança da escavação.

Caso a leitura das informações fornecidas pelos aparelhos apontem um comportamento que não o imaginado, pode-se realizar ações corretivas dos procedimentos de escavação e suporte à tempo, tanto realizando o reforço do trecho instabilizado, como a readequação dos sistemas à serem utilizados nos trechos seguintes, até que se atinjam resultados dentro da margem de segurança dos valores que foram previstos. (BOSCOV e CAMPANHÃ, 1998; MORAES JÚNIOR, 1999)

Dentre os tipos de instrumentação, podem ser divididas em externas e internas, e serão melhor explicadas à seguir.

2.9.2.1 Instrumentação Externa

A instrumentação externa é instalada antes do início das escavações e compreende os seguintes aparelhos conforme Quadro 29.

Quadro 29 - Principais instrumentos de monitoramento instalados externamente

Instrumento ou Sistema	Finalidade
Marcos Superficiais	Medir os recalques superficiais do terreno por meio de nivelamento topográfico
Tassômetros	Medir os recalques dentro do maciço
Piezômetros	Medir a pressão d'água no maciço
Inclinômetros	Detectar movimentos laterais e frontais do maciço
Pinos de recalque em edifícios	Medir os recalques das fundações por meio de nivelamento topográfico

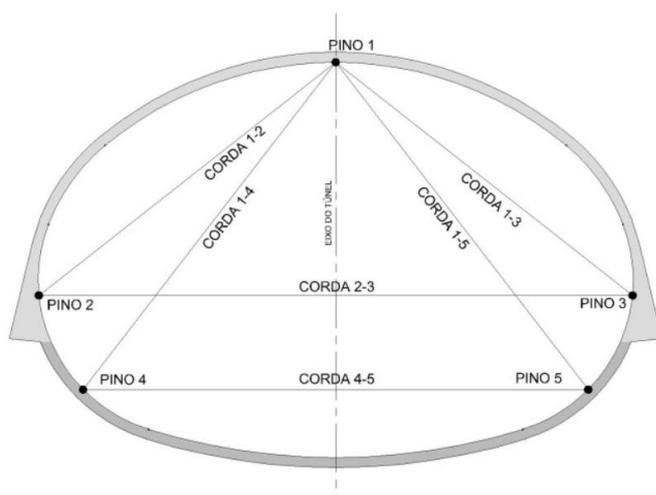
Fonte: Adaptado de Boscov e Campanhã (1998)

2.9.2.2 Instrumentação Interna

A instrumentação interna é instalada juntamente com o avanço das escavações, sendo a principal e de fundamental importância, os medidores de convergência.

A medição da convergência é obtida através da instalação prévia de pinos (Figura 78) no revestimento do túnel, formando triângulos, que posteriormente têm seu deslocamento relativo medido (Figura 77). As leituras da convergência podem ser obtidas a partir de um sistema tensionador, constituído por dinamômetro, defletômetro, trena de aço com precisão micrométrica (ou kevlar) e o nivelamento com nível ótico N3, ou ainda, com aparelhos de leitura a base de raio infravermelho. (BOSCOV e CAMPANHÃ, 1998; CARREIRA, 2014)

Figura 77 – Detalhe da medição de convergência



Fonte: Carreira (2014)

Figura 78 - Pino de convergência instalado após o sistema de suporte primário



Fonte: Acervo do Autor (2019)

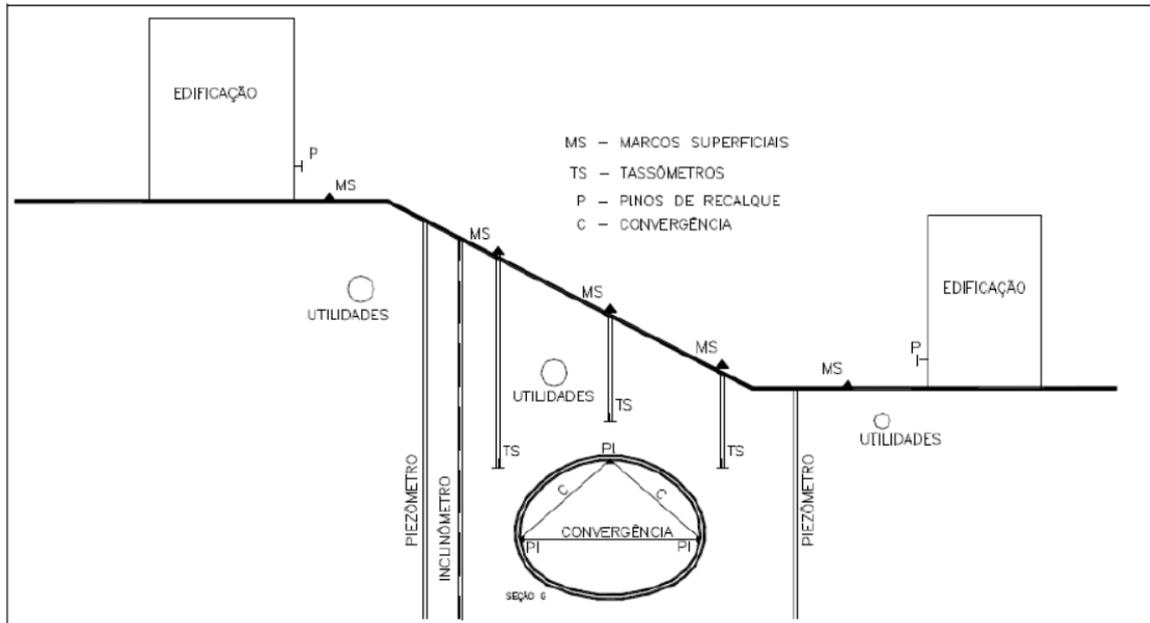
Os valores aceitáveis dessas deformações, para cada setor geomecânico, são indicados no projeto e não podem ser ultrapassados, sob o risco de graves acidentes.

Valores menores que os aceitáveis são determinados como níveis de alerta, os quais permitem a tomada de decisões afim de corrigir o problema, ou que estabilizem o maciço antes que as deformações atinjam os limites de valores pré-estabelecidos. (BOSCOV e CAMPANHÃ, 1998)

Geraldi (2011), afirma que estas instrumentações de convergência deverão sempre acompanhar o avanço da escavação e que suas leituras em um primeiro momento deverão ser diárias, a cada 12, 24, 48, ou 72 horas, podendo posteriormente ocorrer apenas semanalmente, ao passo que a frente de escavação avança, se afastando da seção. Com o andamento das escavações e instalação dos suportes e revestimentos primários, estas movimentações tendem a desaparecer em quase sua totalidade, porém, caso contrário, algumas medidas podem ser necessárias, tais como: aplicação de reforços nos tratamentos primários já executados; aplicação de outros artifícios estabilizadores, ou ainda, a completa paralisação dos avanços de escavação, para a aplicação de tratamentos ainda mais rigorosos, e assim garantir a estabilidade da frente e dar continuidade aos avanços

A seção típica de instrumentação externa e interna em um túnel executado pela metodologia NATM é apresentada na Figura 79

Figura 79 - Seção típica de instrumentação em túnel NATM



Fonte: Murakami (2002)

2.9.3 Desmonte de Rocha à Fogo (D&B - *Drill and Blast*)

Em túneis construídos a partir da metodologia NATM, às vezes não é possível ser realizada a escavação convencional, com fresas escarificadoras, rompedores, escavadeiras e outros. Nestes casos, que correspondem na maior parte das vezes à maciços de classes I, II, III e IV, ou seja, rochas são de alta resistência ou não tão alteradas, somente o desmonte à fogo com explosivos será capaz de proporcionar os avanços. A metodologia *D&B - Drill and Blast* é uma das mais tradicionais e conhecidas, onde se realiza a perfuração da face de escavação para posterior detonação. (GERALDI, 2011; NÔRO, 2014)

Na maior parte das vezes a perfuração é feita através de Jumbos (Figura 80) resultando em furos horizontais e paralelos entre si, distribuídos conforme indicado no plano de fogo, que por sua vez, é projetado de acordo com os condicionantes geológicos, área e formato geométrico da seção almejada e avanço pretendido por detonação. Após a perfuração, estes furos são então carregados com explosivos e detonados em uma sequência que se inicia à partir do centro (pilão). (GERALDI, 2011)

Figura 80 - Jumbo de perfuração (Túnel Morro Vieira, BR-280, Jaraguá do Sul)



Fonte: Acervo do autor (2019)

Feita a detonação, é obrigatória a ventilação dos gases tóxicos provenientes da explosão, que pode ser realizada por exaustão ou insuflação de ar limpo, e em seguida a limpeza da área, com remoção dos chocos (blocos soltos ou quase soltos na superfície escavada), também chamado de bate-choco, feito com rompedor hidráulico (Figura 81). (GERALDI, 2011; TRAVAGIN, 2012)

Figura 81 - Rompedor hidráulico

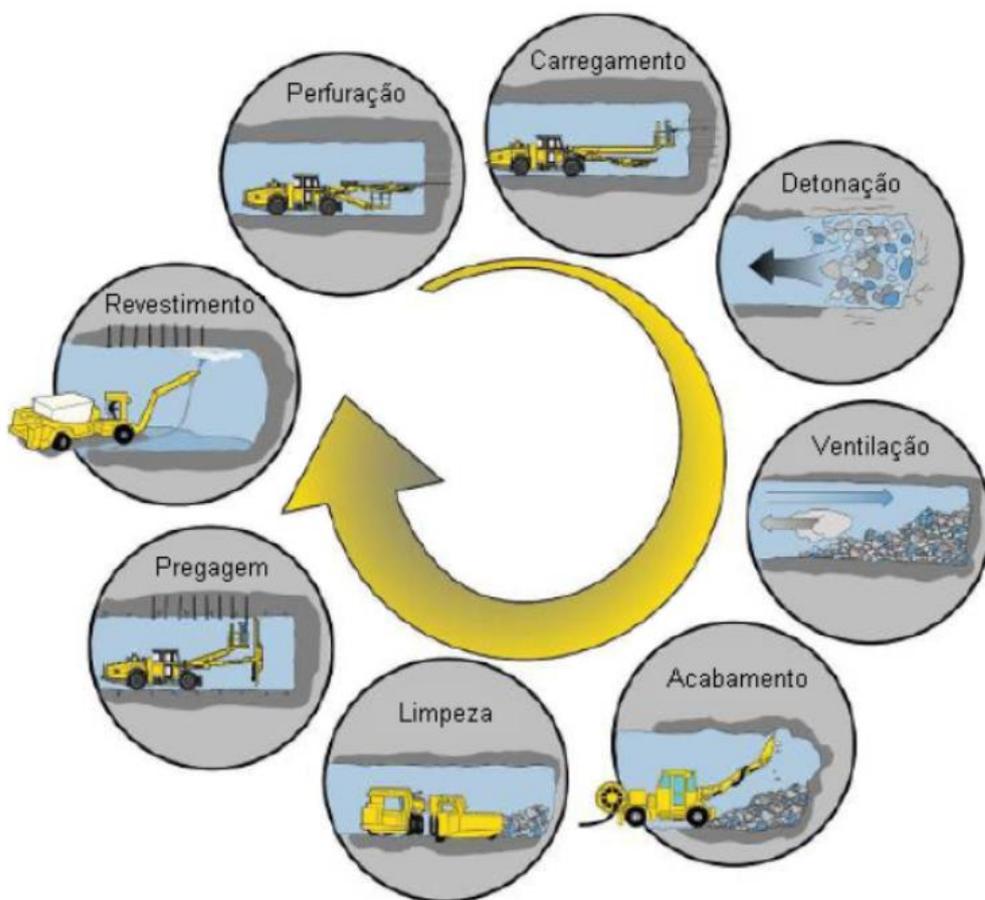


Fonte: Mascarenhas (2014)

Ainda nesta etapa, após a remoção do entulho, é iniciada a colocação dos suportes primários, com a primeira camada em concreto projetado, seguido da instalação de cambotas, telas e tirantes. (TRAVAGIN, 2012)

O ciclo usual de um demonte à fogo, conforme descrito acima, é exemplificado na Figura 82.

Figura 82 - Ciclo de atividades de um desmonte à fogo (*Drill and Blast*)



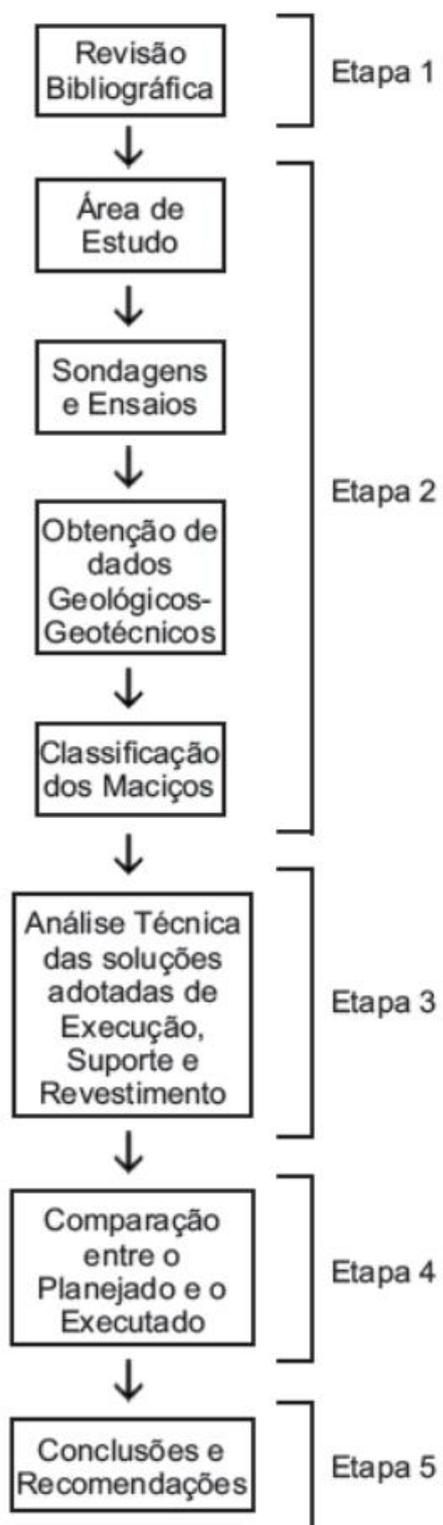
Fonte: Wennmohs (2011, apud Travagin, 2012)

3 MÉTODO

Neste capítulo será apresentada a metodologia utilizada para se alcançar os objetivos propostos neste trabalho de conclusão, que será constituído pelas etapas descritas a seguir:

1. Na primeira etapa será realizada uma pesquisa exploratória para elaboração de uma revisão bibliográfica com os assuntos mais importantes relacionados a este tema, para com isso dar embasamento teórico ao estudo de caso.
2. Na segunda etapa, será apresentada e descrita a área onde foi implantado o túnel do Morro Agudo. Serão abordados os condicionantes geotécnicos e geológicos que levaram a definir a escolha da técnica para execução do túnel, onde se fará uso dos dados obtidos na fase de sondagens e investigações do maciço, contidos no “As Built” da obra, que será objeto de consulta.
3. Nesta etapa, serão feitas as análises técnicas das soluções adotadas na execução do túnel, como suportes, revestimentos e tratamentos do maciço.
4. Na quarta etapa, será traçado um paralelo entre o que foi projetado preliminarmente durante os estudos, com o que de fato foi executado, devido a condicionantes não previstos e que apareceram em campo.
5. Na quinta e última etapa, serão apresentadas as principais conclusões deste trabalho.

Figura 83 - Fluxograma das Etapas de Trabalho



Fonte: Elaboração do autor (2019).

4 ESTUDO DE CASO: TÚNEL DO MORRO AGUDO, BR-101 (PAULO LOPES – SC)

4.1 LOCALIZAÇÃO E CARACTERÍSTICAS DA OBRA

O túnel do Morro Agudo, localizado na cidade de Paulo Lopes - SC , a cerca de 50km ao sul da capital Florianópolis (Figura 84), é uma Obra de Arte Especial (OAE) inserida no pacote de obras do Lote 23 do trecho sul da duplicação da BR-101, que possui como ponto inicial a Ponte Rio da Madre (Km-245) e ponto final a Ponte do Rio Araçatuba (Km-271,7), compreendendo um lote de aproximadamente 27km.

Figura 84 - Localização do Túnel



Fonte: Adaptado do Google Earth (2019)

Trata-se de um túnel rodoviário de via dupla, possuindo sentido único Norte-Sul, em aclive (4%), com cota de nível inicial no emboque norte, igual a 31,26m, e cota final no emboque sul sendo 71,04m. Possui aproximadamente 1015 metros de extensão, inserido entre a Est.603+8,00 (emboque) e a Est.653+11 (desemboque), sendo 998,5 metros escavados, e o restante compreendendo os trechos em túneis falsos nos emboques e desemboques. Apresenta ainda 13,90m de largura e 10,5m de altura máxima (medida a partir do centro do raio).

O início dos trabalhos de preparação para a escavação do túnel em si, após realizadas as escavações dos taludes frontais e laterais dos emboques Norte e Sul (a obra foi iniciada por duas frentes de avanço), se deu em 18/12/2007, com a instalação das enfilagens horizontais na seção da calota na frente Norte.

Figura 85 - Emboques Norte e Sul, respectivamente



Fonte: Acervo do autor (2019)

A metodologia utilizada para execução da obra, pelo principal motivo de se tratar de um túnel curto, o que torna inviável os custos para utilização de uma TBM, foi o NATM - *New Austrian Tunneling Method*, com a utilização de Jumbo (Figura 86) para a realização da perfuração do desmonte à fogo nos trechos do maciço classificados como classes I, II, III e eventualmente IV e também colocação dos tirantes.

Em trechos de rocha muito alterada e solos residuais, principalmente nos classificados como classe IV/V (emboques na maior parte dos casos), foram utilizados métodos de desmonte denominados à frio, como retroescavadeiras e fresas.

Foi adotada também, na maior parte dos trechos do túnel, a parcialização das seções de escavação, sendo a principal, calota e rebaixo ou calota e rebaixo com núcleo frontal, sendo este último caso principalmente nos emboques, conforme será abordado na sequência.

Figura 86 - Jumbo de três braços utilizado no desmonte à fogo e colocação de tirantes (Túnel Morro Agudo - BR-101, Paulo Lopes)



Fonte: Acervo Sotepa (2008)

4.2 GEOLOGIA LOCAL

Quanto a geologia local, a região está inserida em um embasamento cristalino formado por rochas intrusivas granitóides pertencentes a “Suíte Paulo Lopes”, com amplo predomínio de termos graníticos como o “Granito Paulo Lopes” (Maciço do Morro Agudo).

Conforme o decorrer dos trabalhos de escavação do túnel, notou-se um amplo aparecimento de rochas graníticas predominantemente de cor cinza, com poucas variações texturais e composicionais até o segmento setentrional do túnel, aproximadamente até a Est. 642 +10,00, onde à partir deste ponto, ficou constatado, por causa do tectonismo mais intenso nesta região, a presença de corpos hipabissais ácidos e básicos, de composição riolítica, riodacítica e diabásica.

O aparecimento destes corpos coincide com as regiões próximas aos emboques, principalmente no desemboque (Sul), onde evidenciou-se a presença de diques de diabásio de textura fina, intensamente fraturados (diversas famílias de descontinuidades entrecruzadas), com orientação preferencial subvertical N30°-60E°

e também de solos saprolíticos de granito e solos coluvionares resultado da ação das intempéries sob a região mais superficial do maciço. Além disso, ficou constatado no emboque Sul (desemboque), a maior frequência de surgência de água subterrânea sob a forma de umidade em manchas irregulares, áreas com gotejamento e jorros (pequenos a médios).

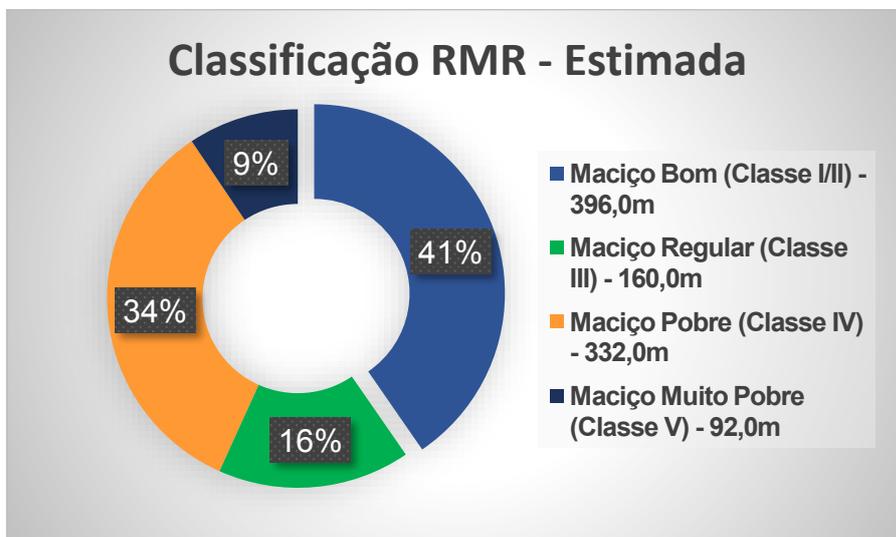
4.3 SETORIZAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA DO MACIÇO

A concepção de projeto e execução do túnel seguiu rigorosamente os conceitos do NATM - New Austrian Tunneling Method, com a investigação do subsolo sendo realizada através de sondagens rotopercussivas (mistas) com extração de testemunhos para realização de ensaios de laboratório como os de cisalhamento direto e triaxiais, além da utilização métodos de prospecção indiretos como o VLF - *Very Low Frequency* e Sísmica de Reflexão, além de sondagens adicionais já no interior do túnel (fase de execução). Estes métodos foram essenciais para obtenção das informações básicas para a caracterização geológica-geotécnica do maciço.

À partir das investigações do subsolo, e com as informações obtidas adotou-se o consagrado método de classificação Geomecânica RMR – *Rock Mass Rating* de Bieniawski (1989), variando de Classe I (Rocha Sã) à Classe V (Solo residual), e com a eventual utilização do *Tunneling Quality Index* (Sistema Q) de Barton (1974), para confrontação em alguns trechos específicos com a classificação RMR adotada no projeto. É bom salientar que seguindo a recomendação de Bieniawski (1989), no seu livro “*Engineering Rock Mass Classifications*”, em trechos que apresentaram valores limites de RMR, muito próximos à duas classes de qualidade, os tratamentos adotados foram os recomendados pela classe geomecânica inferior, afim de prezar pela segurança da execução.

Em relação às características geológico-geotécnicas do maciço transpassado, segundo os estudos realizados para o projeto básico, registrou-se uma estimativa de que haveria uma predominância de rocha muito boa à boa (Classes I/II – RMR), representando cerca de 396,0m dos 998,0m à serem escavados. Ficou constatado também, durante esta etapa de estudos, uma extensão linear de 160,0m em maciço de Classe III (Maciço Regular), assim como um trecho de 424,0m em maciço de classe geomecânica pobre (Classe IV) e muito pobre (Classe V), localizado principalmente nos trechos iniciais dos emboques, conforme pode ser visto no Anexo B.

Gráfico 1 - Classificação RMR estimada durante etapa de projeto básico (Anos 2000)



Fonte: Elaborado pelo autor (2019)

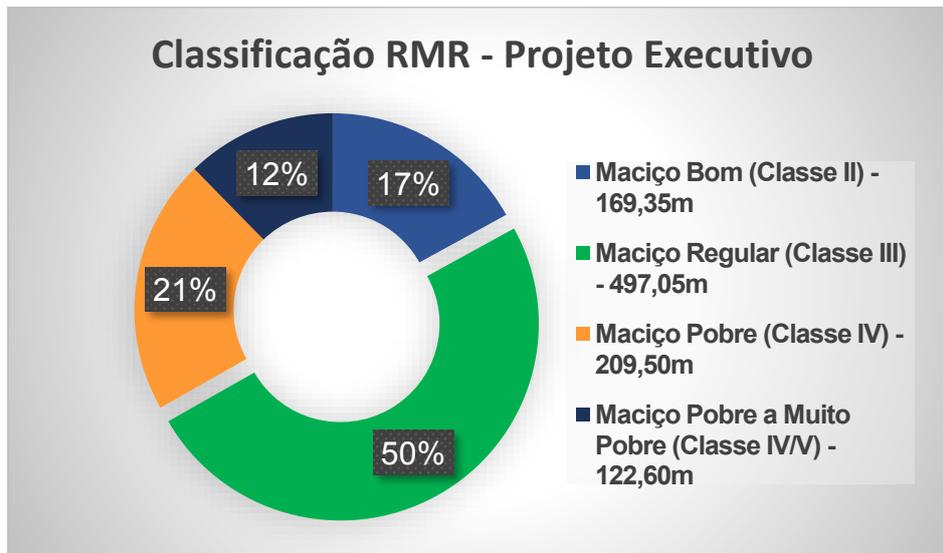
A escavação durante a fase executiva revelou, no entanto, e de fato corrente às obras subterrâneas, o aparecimento de características diferentes das previamente obtidas com as investigações geotécnicas. Isto se deve, principalmente, por alguns motivos: primeiramente, a grande dificuldade em se caracterizar completamente a região que compreende a extensão do túnel no interior do maciço a ser transpassado, onde muitas vezes há um grande recobrimento acima do túnel, ou seja, impõe a necessidade de sondagens à grande profundidade (muito oneroso), juntamente ao fato dos ensaios sísmicos possuírem uma profundidade máxima de alcance. Aliado a isto, pode, e deve ser mencionado, o fato de serem obtidos parâmetros geológico-geotécnicos mais realísticos nesta fase da obra (execução), através da realização do mapeamento geológico da frente de escavação, juntamente com a execução de novas sondagens mistas nas regiões de emboque e desemboque, sondagens mistas horizontais no eixo do túnel (na frente de escavação), coleta de amostras para novos ensaios de laboratório (desta vez já no interior do túnel), e instrumentações detalhadas nas regiões de emboque e desemboque.

À partir destes programas adicionais de investigação do subsolo, verificou-se na verdade um predomínio mais amplo de maciço de classe III (Regular), com 497,0m de extensão, ao passo de uma diminuição da extensão de maciço com boa qualidade geomecânica (Classe II), representando cerca de 169,35m. Além disso, aproximadamente 332,20m dos 998,0m de extensão escavados, configuraram-se

como maciços de classe geomecânica pobre (IV) e transicional entre pobre e muito pobre (IV/V).

Evidentemente, o projeto previa maior extensão de maciço de muito boa à boa qualidade (I e II) e menor extensão de maciço com qualidade regular (III), enquanto que na fase executiva, revelou-se maior extensão de classe III em detrimento de classe I e II. Ademais, houve também uma diminuição na extensão de classe IV propriamente dita, passando para uma classe transicional entre IV e V (principalmente nos emboques) após mapeamento detalhado, e por fim, a não ocorrência em extensão mapeável de maciço com qualidade muito boa (Classe I), conforme pode ser visto no Gráfico 2.

Gráfico 2 - Classificação RMR encontrada na fase de execução (2007 a 2010)



Fonte: Elaborado pelo autor (2019)

Fazendo a análise dos gráficos, juntamente com o documento apresentado no Anexo B, pode-se perceber que a menor diferença entre a classificação estimada e a encontrada na fase executiva, refere-se à área compreendida pelos emboques e seus metros iniciais. O porquê desta maior prevalência de acerto, se deve ao fato de ser relevante a maior incidência de problemas e dificuldades exatamente nestas áreas, e desta forma, haver uma maior concentração de investigações geotécnicas (sondagens mistas, ensaios sísmicos, dentre outros), bem como uma grande quantidade de extração de amostras nesta região, para realização de ensaios de laboratório (triaxiais, cisalhamento direto, dentre outros).

Muito embora se mostre necessário conhecer vastamente o subsolo o qual será transpassado, sabe-se que na parte mais interior do maciço, a ocorrência de fenômenos responsáveis pelo intemperismo e alteração - que levam conseqüentemente à diminuição ou perda das características mecânicas que influenciam na competência e qualidade de um maciço – é mais atenuada, ou seja, no seu interior geralmente encontram-se trechos com menor intemperismo e maior preservação de qualidades geomecânicas.

Por conta disso, e por se mostrar de senso comum ao meio técnico que a área dos emboques apresentam os maiores percalços geotécnicos de execução, são programados nesta região o maior número de sondagens e ensaios, e por conseqüência acaba-se por conhecer de melhor maneira estas áreas.

O anexo C apresenta as classificações geomecânicas para cada trecho ao longo da extensão do túnel, bem como a classificação adotada para a escolha dos tratamentos à serem executados.

4.3.1 Seção Típica do Túnel

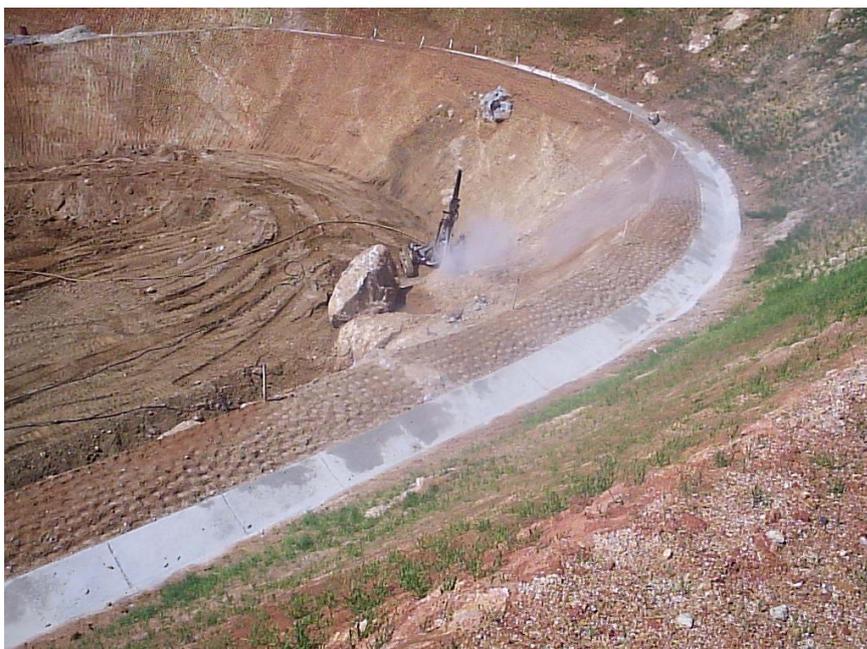
À partir da setorização do maciço e classificação destes em classes de qualidade, optou-se pela utilização de apenas dois tipos de seções para facilitação dos trabalhos práticos: a seção “S1” para maciços de classes I, II e III e a seção “S2” para trechos de maciço com classes IV e V, conforme anexos D e E. Analisando os anexos, percebe-se a maior necessidade de sistemas de suporte, e mais robustos, nos trechos de maciço com classes IV e V (nenhum trecho apresentou classe V de fato, apenas uma classe transicional de IV/V).

4.4 EMBOQUES (SISTEMAS DE SUPORTE E METODOLOGIAS DE ESCAVAÇÃO)

A região dos emboques, constituída pelo emboque Norte (início na Est. 603+8,00) e o desemboque Sul (início na Est. 653+11,00), conforme relatado anteriormente, configuraram-se como as regiões com as piores classes de qualidade encontradas (Classe transicional IV/V), e conseqüentemente impuseram um maior percalço à serem executadas, induzindo a uma maior necessidade de utilização de sistemas de suporte e reforço.

O início dos trabalhos nestas regiões se deu primeiramente pelas escavações para retaludamento da área compreendida pelo emboque Norte pois ficou constatado uma alta instabilidade da feição natural do maciço (inclinações consideráveis), com o intuito de garantir desta maneira, as estabilidades frontais e laterais nesta parte externa, conforme pode ser visto na Figura 87.

Figura 87 - Escavações para retaludamento do Emboque Norte (Frontal e Lateral)



Fonte: Acervo Sotepa (2007)

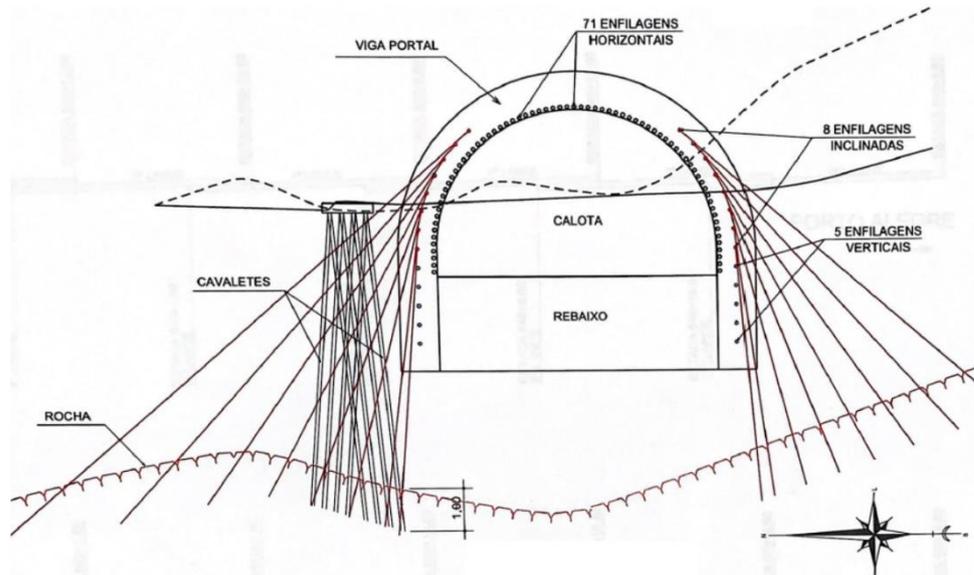
Inicialmente, como medidas preventivas de preparação e consolidação destas zonas de emboque (para de fato realizar-se o primeiro avanço de escavação), e pelo principal motivo de notadamente serem constituídas por material terroso ou de diversos graus de alteração rochosa (Classes IV e V – Anexo B), foram instaladas, com a finalidade de consolidar o solo nesta região, enfilagens tubulares sub-horizontais no contorno da calota (2,5" de diâmetro e comprimentos variando entre 8,60m e 12,0m), com válvulas manchete e injeção de calda de cimento, espaçadas 0,30m umas das outras e com traspasse variando de 3,20m a 6,0m, conforme pode ser observado na Figura 88. Foram utilizadas também, enfilagens inclinadas e verticais para contenção das paredes laterais (Figura 89).

Figura 88 - Tratamentos prévios por enfilagens no contorno da Calota



Fonte: Acervo Sotepa (2008)

Figura 89 - Detalhe do tratamento com enfilagens nos emboques



Fonte: Acervo Sotepa (2008)

Em seguida foi projetada uma primeira camada de concreto projetado reforçado com fibras (CPRF de polietileno) sobre tela metálica, nas paredes dos taludes laterais e frontais, juntamente com a execução da técnica de solo grampeado (através de ancoragens), colocação de drenagem superficial complementar e da instalação da instrumentação externa, com sua localização apresentada no anexo.

Estes tratamentos podem ser observados em maiores detalhes na Figura 90 e Figura 91.

Figura 90 - Tratamentos prévios no Emboque Norte



Fonte: Acervo Sotepa (2008)

Figura 91 - Enfilagens tubulares injetadas no contorno da calota (externamente)



Fonte: Acervo Sotepa (2008)

Neste trecho do emboque Norte, já na parte interna, foi necessária a execução de 8 lances sucessivos de enfilagens ao todo (Figura 92), cada qual executado

previamente ao avanço, até atingir-se um cobrimento maior que 5,0 metros de maciço de boa qualidade geomecânica acima da seção da calota, compreendendo desde a Est. 603+8,0 até a Est. 607+17,90, por este trecho apresentar classificação geomecânica ruim, conforme pode ser visto no Anexo B.

Figura 92 - Enfilagens tubulares no contorno interno da calota



Fonte: Acervo Sotepa (2008)

A região do desemboque (Sul), também apresentou baixa qualidade geomecânica (Anexo B), e por isso foram utilizados 6 lances de enfilagens sucessivas, adotando-se o mesmo procedimento utilizado no emboque Norte.

A escavação nesta etapa dos emboques e seus trechos internos iniciais, constituído majoritariamente por maciço de classe IV e V se deu através de retroescavadeiras e fresas, com a parcialização das seções em calota e rebaixo, com a execução de *invert* definitivo e com pouca defasagem da frente de avanço, como pode ser visto na Figura 93. Houve também a necessidade de estabilização da frente, e por isso optou-se pela adoção de núcleo frontal de estabilização (Figura 95).

A escavação em seção plena se deu em poucas regiões, somente nas que apresentaram classificação muito boa (II – RMR), o que não se constituiu o caso dos emboques.

Figura 93 - Parcialização da Seção em calota e rebaixo, com execução de invert definitivo



Fonte: Acervo Sotepa (2008)

Além disso foram instaladas após a execução do tratamento prévio de enfilagens, as cambotas treliçadas para a execução do túnel falso no emboque Norte (Figura 94).

Figura 94- Escavação da calota e instalação das cambotas treliçadas do túnel falso



Fonte: Acervo Sotepa (2008)

Figura 95 - Parcialização em calota e rebaixo no trecho inicial externo e interno do emboque Norte (detalhe para o núcleo frontal e os sistemas de suporte primários executados muito próximos ao avanço, sem defasagem)



Fonte: Acervo Sotepa (2008)

Devido às classes geomecânicas mais baixas (IV/V) apresentadas nestas regiões dos trechos iniciais dos emboques e desemboques, também se mostrou

necessária a utilização de cambotas metálicas treliçadas de aço CA-50 logo após os avanços de escavação. Neste contexto, no emboque Norte, entre as estacas Est.603+8,00 e a Est. 606+15,30, compreendendo uma extensão de aproximadamente 67 metros, foram instaladas cerca de 99 cambotas na calota e mais 70 pés-direitos de cambota (para ligação com as cambotas da calota após escavação do rebaixo), entre a Est. 603+11,20 e a Est. 605+15,30, na parede lateral direita do rebaixo. Na parede lateral esquerda do rebaixo, foram utilizados cerca de 17 pés-direitos de cambota, entre a Est. 603+12,00 e a Est. 604+1,90.

Já na região Sul (desemboque), foram utilizadas 118 cambotas metálicas treliçadas na seção de calota, no trecho compreendido entre a Est. 650+7,80 e a Est. 653+11,00, o que corresponde uma extensão de aproximadamente 64 metros. Deve-se mencionar ainda a utilização de 246 cambotas de pé-direito, divididas entre os lados direito e esquerdo das paredes do rebaixo.

Os espaços entre as cambotas, após projeção da primeira camada em concreto projetado, e posterior instalação das mesmas, foi feito através de concreto projetado reforçado com fibras (CPRF - polietileno), juntamente com a utilização de telas metálicas soldadas, conforme pode ser visto na Figura 96 e Figura 97.

Deve-se mencionar que as cambotas foram utilizadas quase em sua totalidade somente nas regiões dos emboques, conforme pode ser visto no Anexo C.

Figura 96 - Preenchimento das cambotas com CPRF



Fonte: Acervo Sotepa (2008)

Figura 97 - Instalação das cambotas treliçadas após avanço de escavação



Fonte: Acervo Sotepa (2008)

Ainda na etapa dos emboques, após escavação da calota, instalação dos sistemas de suporte, durante a escavação do rebaixo, mostrou-se necessária a utilização de perfis metálicos “I” (21 ao todo) para travamento transversal dos pé-direitos das cambotas, devido a registros de movimentação obtidos através da leitura dos medidores de convergência na abóbada, paredes laterais e paredes do rebaixo neste trecho do túnel, por conta de predomínio de materiais inconsolidados. Estes perfis foram instalados com espaçamento de 1,50m entre um e outro, no trecho compreendido entre a Est. 603+12,50 e Est. 605+1,00 (emboque Norte). Feito isto, foi realizado o preenchimento destes perfis com CPRF até o nível da soleira do túnel, fechando assim o *invert* da seção e garantindo a estabilidade do trecho.

De maneira análoga ao emboque Norte, no emboque Sul, também devido as condições muito instáveis do primeiro, com predomínio de materiais inconsolidados a pouco consolidados como, Solos Saprolíticos, Solos Coluvionares, Rocha Granítica altamente intemperizada (RAI) e Rocha Granítica medianamente intemperizada (RMI) (Anexo G), foi necessária, durante o desenvolvimento da escavação à frio do rebaixo, a instalação dos perfis “I” de travamento transversal, na cota do greide da via, para

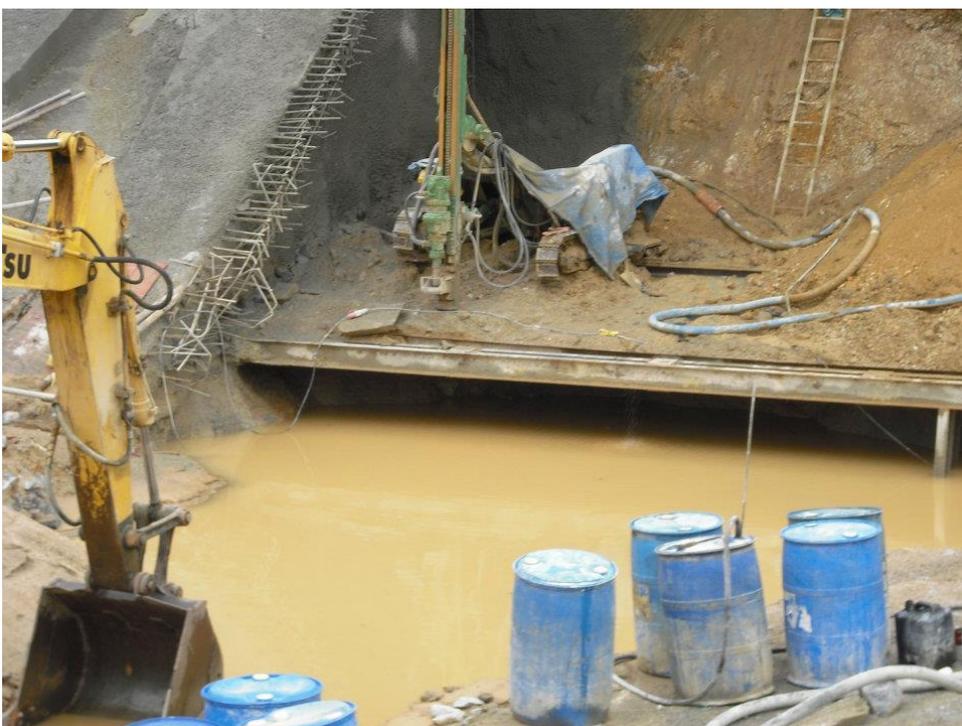
garantir a segurança da instalação do *invert* definitivo em CPRF, entre as Est. 651+05,30 e Est. 653+11,00, conforme pode ser visto na Figura 98 e Figura 99.

Figura 98 - Perfil "I" utilizado para travamento transversal dos pés direitos das cambotas, nos emboques



Fonte: Acervo Sotepa (2010)

Figura 99 - Detalhe do perfil "I" de travamento



Fonte: Acervo Sotepa (2010)

4.5 OUTROS SISTEMAS DE SUPORTE UTILIZADOS

4.5.1 Concreto Projetado

O concreto projetado, elemento recorrente à metodologia NATM, foi amplamente utilizado na execução da obra em questão. O revestimento primário do túnel foi realizado em sua totalidade com concreto projetado, com espessura de acordo com as recomendações geomecânicas, sendo reforçado com fibras poliméricas de Polietileno Tereftalado, com 40mm de comprimento e 0,8mm de diâmetro, adicionadas na proporção de 6,0kg de fibra por metro cúbico de concreto, à fim de melhorar as características mecânicas do material.

Destaca-se também a utilização de CPRF como revestimento secundário (final) em toda a extensão do túnel, conforme pode ser visto na Figura 100. Neste caso também foram utilizadas fibras poliméricas de polietileno, porém com diâmetro maior (1,2mm). A não utilização de concreto armado moldado, se deu principalmente pelo fato de não aparecerem trechos de qualidade geomecânica V, ou que apontassem a necessidade de utilização deste elemento.

Nos emboques devido às baixas classes geomecânicas (IV/V), foi necessário aplicar a primeira camada de concreto projetado logo após o avanço da escavação.

Figura 100 - CPRF utilizado como revestimento final (Túnel Morro Agudo - BR-101, Paulo Lopes)



Fonte: Acervo Sotepa (2010)

4.5.2 Tirantes

Os tirantes utilizados foram os do tipo resinados (Aço SAE-1045), com comprimentos variáveis de 3,0 metros, 4,0 metros, e 4,5 metros, todos com diâmetro de 1" (uma polegada), como pode ser visto na Figura 101.

O atirantamento sistemático, foi distribuído em espaçamentos e afastamentos pré-determinados, após aplicação da primeira camada em concreto projetado (reforçado com fibras), de maneira dependente e conforme recomendado pela classificação geomecânica encontrada em cada segmento de avanço. Além disto, foram utilizados também, tirantes suplementares em ocasiões específicas e pontuais, quando do aparecimento, e desta maneira aplicados sobre, diques, falhas, e outras descontinuidades que necessitaram de pregagem por ancoragem passiva, sendo nestes casos principalmente os tirantes *swellex*.

Figura 101 - Tirantes instalados na abóbada



Fonte: Acervo Sotepa (2009)

No caso dos tirantes tensionados (maior utilização nesta obra), as resinas utilizadas para conferir a ancoragem à estes tirantes foram de dois tipos: as encartuchadas do tipo pega rápida (3 a 5 minutos), com resistência máxima de compressão igual a 300kg/cm^2 uma hora após a pega e 400 kg/cm^2 duas horas após a pega; e resinas de pega lenta, variando de 60 a 90 minutos e alcançando resistência à compressão de 200kg/cm^2 uma hora após a pega e 400kg/cm^2 até seis horas após a pega.

Quadro 30 - Distribuição dos tirantes aplicados no túnel quanto aos seus comprimentos

TRECHOS	COMPRIMENTO DOS TIRANTES
Est.606+16,30 - Est.609+16,00	3,00m
Est.609+18,00 - Est.611+10,30	4,50m
Est.611+12,00 - Est.612+03,40	3,00m
Est.612+04,50 - Est.612+12,50	4,00m
Est.612+14,00 - Est.615+06,00	3,00m
Est.615+08,00 - Est.615+16,00	4,00m
Est.615+17,50 - Est.616+06,80	3,00m
Est.616+08,80 - Est.620+13,30	4,00m
Est.621+03,00 - Est.621+01,40	3,00m
Est.621+03,00 - Até o final do trecho meridional com atirantamento	4,00m predominantemente

Fonte: Sotepa (2011)

Fazendo a análise do quadro anterior, juntamente com o Anexo C, percebe-se que os comprimentos dos tirantes adotados estão intimamente relacionados com a classe geomecânica apresentada pelo trecho. Isto denota um seguimento, em grande parte, pela empresa executora, das recomendações de suporte para cada classe geomecânica de Bieniawski e que pode ser visto no Quadro 19.

5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

5.1 CONCLUSÕES

O *NATM – New Austrian Tunneling Method*, configura-se atualmente como o principal método de execução de túneis rodoviários no Brasil. Neste contexto, o intuito deste trabalho era apresentar esta metodologia, o porquê de ser utilizada e os principais elementos que implicam no sucesso da sua execução (suportes, classificações geomecânicas, dentre outros), apresentando para isto, um bem-sucedido estudo de caso de uma obra executada, que corroborasse com a teoria apresentada. É importante ressaltar também, que apesar de importante na etapa de concepção de uma obra subterrânea, não era objetivo do trabalho adentrar na questão de análise tridimensional do comportamento maciço-escavação, realizada através de softwares.

Pôde-se observar desta forma, que a caracterização geológica-geotécnica (alteração, presença de descontinuidades, tipos, características) alcançada através da prospecção do subsolo, e a realização da classificação geomecânica dos trechos do maciço, é imprescindível para que se possa escolher o melhor tipo de suporte em cada trecho, bem como a metodologia de escavação propriamente dita (parcializações, método de desmonte, etc).

Ainda assim, e pelos fatores apresentados no estudo de caso, situações diferentes das previstas no projeto básico apareceram em campo, conferindo em algumas vezes uma nova classe geomecânica ao trecho do maciço em questão. Devido a este fato, a presença constante de geólogo experiente, responsável por fazer o mapeamento geológico da frente de escavação, aliado à ampla e rigorosa instrumentação interna e externa, possibilitou a readequação, e em tempo hábil, das soluções para a nova classificação apresentada pelo trecho, bem como a adoção de sistemas de reforço, como por exemplo nos trechos dos emboques, que se mostrou necessário adotar um sistema de reforço com perfis metálicos para travamento transversal (devido à instabilidade apontada pela instrumentação).

Como resultado disto, houve uma diferença entre o projeto básico e o executivo, onde em um primeiro momento foi estimado aproximadamente 41% de maciço bom ou muito bom (Classes I/II – RMR), e no entanto, foram encontrados de fato somente o equivalente a 17% da extensão total. Em contrapartida houve maior

predomínio de maciço regular (Classe III – RMR), em aproximadamente 50% da extensão escavada.

Concluiu-se também que as recomendações de suporte e de parcialização das seções fornecidas pelas classificações geomecânicas são de grande confiabilidade, e foram assim, recorrentemente seguidas pela equipe de projeto e execução da obra.

5.2 RECOMENDAÇÕES

Como sugestão para trabalhos futuros, poderia ser interessante realizar uma comparação financeira com a finalidade de se estimar se as obras ficam mais custosas ou não, devido às diferenças entre classificações geomecânicas do projeto básico e executivo, pois sabe-se que implicam em métodos diferentes de escavação e suporte.

Além disso, uma abordagem muito pertinente, seria verificar se é viável financeiramente aumentar a quantidade de sondagens, a fim de reduzir os imprevistos.

REFERÊNCIAS

- AGUIAR, Gustavo. **Túneis Escavados em Solo por Máquina Tunneladora: Conceituação, Comportamento do Maciço e Modelagem Numérica**. 2017. 148 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2017.
- AGUIAR, João Carlos Necho Monteiro de. **Calibração De Uma Classificação de Suportes de Túneis Com o Obtido em Modelo**. 2010. 151 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade do Porto, Porto, 2010.
- ATLAS COPCO. **Atlas Copco Rock Reinforcement Products - Catalogue**. Sweden: 2008.
- AZEVEDO, Adalberto Aurélio; ALBUQUERQUE FILHO, José Luiz. **Águas Subterrâneas**. In: OLIVEIRA, Antônio Manoel dos Santos; BRITO, Sergio Nertan Alves de. **Geologia de Engenharia**. ABGE (Associação Brasileira de Geologia de Engenharia). São Paulo, 1998.
- BIENIAWSKI, Richard Z.T **Engineering Rock Mass Classifications**. New York, USA: John Wiley & Sons, 1989. 251 p.
- BRASIL. ORGANIZAÇÃO DAS NAÇÕES UNIDAS - ONU. . **ONU: mais de 70% da população mundial viverá em cidades até 2050**. 2013. Disponível em: <<https://nacoesunidas.org/onu-mais-de-70-da-populacao-mundial-vivera-em-cidades-ate-2050/>>. Acesso em: 11 jun. 2019.
- CAMPANHÃ, Carlos Augusto e BOSCOV, Pedro. **NATM - Túneis em Terreno Pouco Consistentes**. Manual Técnico, 1998.
- CAMPANHÃ, Carlos Augusto. **Poços de Grande Diâmetro**. São Paulo: CJC Engenharia e Figueiredo Ferraz, 2004. 44 slides, color.
- CARNIO, Marco Antonio; LINTZ, Rosa Cristina Cecche. **Concreto Projetado Reforçado com Fibras Aplicado no Revestimento de Encostas**. Campinas: Puc - Campinas, 2009.
- CARREIRA, Willian. **Análise dos Deslocamentos no Maciço, em Túnel Executado Pelo NATM**. 2014. 131 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2014.
- CASTRO, Houseman Miguel Arroyo de. **Escavação Mecanizada de Túneis em Rocha**. 2015. 281 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica - Rio, Rio de Janeiro, 2015.
- CELESTINO, Tarcísio B. **História dos Túneis no Brasil**. Rio de Janeiro: PUC, 2017. 61 slides, color.
- CHAPMAN, David; METJE, Nicole; STÄRK, Alfred. **Introduction to Tunnel Construction**. London: Spon Press, 2010. 390 p.

DELGADO, Alexandra Maria Eiras Ferreira da Costa. **Estabilização da Frente de Túneis Com Inclusões Lineares**. 2009. 281 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade do Porto, Porto, 2009.

DOBEREINER, Lorenz. **Tratamento de Maciços Naturais**. In: OLIVEIRA, Antônio Manoel dos Santos; BRITO, Sergio Nertan Alves de. **Geologia de Engenharia**. ABGE (Associação Brasileira de Geologia de Engenharia). São Paulo, 1998.

DOMINGUES, Vinícius Resende. **Técnicas Construtivas de Túneis de Travessia**. 2016. 168 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, 2016.

FERRER, Mercedes; VALLEJO, Luiz Gonzalez de. **Manual de Campo Para la Descripción y Caracterización de Macizos Rocosos en Afloramientos**. Madrid : Instituto Tecnológico Geominero de España, 1999. p. 83

FIGUEIREDO, Antônio Domingues de. **Concreto com Fibras de Aço**. São Paulo: Escola Técnica da Usp, 2000. 71 p.

FIGUEIREDO, Antônio Domingues de. **Concreto Projetado: Fatores Intervenientes no Controle da Qualidade do Processo**. 1992. 273 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1992.

FOÁ, Silvana Blumen; ASSIS, André. **Concreto Projetado Para Túneis - Apostila Complementar Ao Curso De Obras Subterrâneas**. Brasília: Universidade de Brasília, 2002.

FRANCISS, Fernando Olavo; ROCHA, Hugo Cássio. **Obras Subterrâneas Civis**. In: OLIVEIRA, Antônio Manoel dos Santos; BRITO, Sergio Nertan Alves de. **Geologia de Engenharia**. ABGE (Associação Brasileira de Geologia de Engenharia). São Paulo, 1998.

FRANK, Henrich Theodor. **Gênese e Padrões de Distribuição de Minerais Secundários na Formação Serra Geral (Bacia Do Paraná)**. 322 p. Tese (Doutorado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

FREITAS, Sílvio Bruno Nóbrega. **Caracterização Geomecânica e Classificações RMR (Bieniawski) e SMR (Romana) de Maciços Rochosos em Taludes do Funchal**. 2011. 98 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade da Madeira, Funchal, 2011.

GERALDI, José Lúcio Pinheiro. **O ABC das Escavações de Rocha**. Rio de Janeiro: Interciência, 2011. 266 p.

GOMES, Bruno Miguel Campino. **Análise de Risco e Segurança na Construção de Túneis**. 2009. 84 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, ISEL - Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa, 2009.

GREIFENEDER, Eva. **Comparison Of Cut-And-Cover Tunneling Method Vs. New Austrian Tunneling Method (NATM) For Urban Tunnels With Shallow**

Overburden. 2003. 134 f. Master's Thesis. Technische Universitat Wien, Viena, Austria, 2003.

GUIDICINI, Guido; SANTOS OLIVEIRA, A.M; PIRES DE CAMARGO, F; KAJI, N. **Um Método De Classificação Geotécnica Preliminar De Meios Rochosos**. In: Semana Paulista de Geologia Aplicada, 4., Anais. São Paulo, 1972.

GUIMARÃES, José Marcos Faccin. **Túneis de Seção Variável: Contribuições à Análise de Tensões e Deformações**. 2018. 132 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2018.

HAPGOOD, F. **The History of the Tunnel Boring Machine**. Fall 2004 Issue of American Heritage of Invention and Technology, Boston, MA, EUA.

HOEK, Evert. **Practical Rock Engineering**. Vancouver, 2000 (2007 edition). 341 p. Instituto de Pesquisas Tecnológicas - IPT. **Estudos Geológico-Geotécnicos Para Caracterização e Classificação De Maciços Rochosos Para Projetos De Engenharia (Túneis, Lavra a Céu Aberto e Barragens)**. São Paulo, 1984.

ISRM - International Society for Rock Mechanics. **Suggested Methods for Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses**. England, 1978. 368 p.

JQUES, Daniel Silva. **Caracterização E Classificação De Maciços Rochosos Da Mina De Volta Grande, Nazareno, Minas Gerais**. 2014. 182 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Minas Gerais 2014.

JIMENO, Carlos López et al. **Manual de Túneles y Obras Subterráneas**. Madrid: Epm, 1997. 1082 p.

KOCHEN, Dr. Roberto. **Túneis no Brasil pelo Método Austríaco**. São Paulo: Geocompany, 2014. 36 slides, color.

KOLYMBAS, D. **Tunelling and Tunnel Mechanics: A Rational Approach to tunnelling**. Berlin: Springer, 2005.

LIMA, David Ribeiro. **Corrosão Do Swellex: Um Estudo de Caso na Mina Lamego – Sabará/Mg**. 2017. 130 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2017.

MAGALHÃES, Fábio Soares; CELLA, Paulo Roberto Costa. **Estruturas dos Maciços Rochosos**. In: OLIVEIRA, Antônio Manoel dos Santos; BRITO, Sergio Nertan Alves de. **Geologia de Engenharia**. ABGE (Associação Brasileira de Geologia de Engenharia). São Paulo, 2011.

MAIDL, Bernhard; SCHMID, Leonard; RITZ, Willy; HERRENKNECHT, Martin. **Hardrock Tunnel Boring Machines**. Berlin: Ernst & Son Verlag, 2008. 343 p.

MAIDL, Bernhard; THEWES, Markus; MAIDL, Ulrich. **Handbook of Tunnel Engineering. Vol 1: Structures and Methods** . Berlin: Ernst & Son Verlag, 2013. 343 p.

MASCARENHAS, André. **Estudo de Caso: Escavação e Tratamento Para Emboque De Túnel Em Rocha Utilizando O Método NATM - Região Portuária, Centro Do Rio De Janeiro**. 2014. 64 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

MEGAW, T.M; BARTLETT, J.V. **Túneles : Planeación, Diseño y Construcción. Vol. 1** Trad. do Inglês. Noriega Editores. México: 1988. 273 p.

MELÂNEO, Frederico. **Capítulo 1 - Introdução à Engenharia de Túneis**. Lisboa: Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 2014. 39 slides, color.

MELÂNEO, Frederico. **Capítulo 5 - Suportes em Túneis**. Lisboa: Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 2012. 49 slides, color.

MORAES JÚNIOR, Álvaro Henrique Vianna de. **Simulação Numérica Tridimensional em Túneis Escavados pelo NATM**.1999. 121 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, 1999.

MOREIRA, Carlos Manuel da Cruz. Túneis, Uma herança ancestral rumo ao futuro. **A Obra Nasce: Revista de Arquitectura da Universidade Fernando Pessoa**, Coimbra, p.92-115, jan. 2006. Disponível em: <<https://bdigital.ufp.pt/handle/10284/1886>>. Acesso em: 8 mai. 2019.

MURAKAMI, Claudio Atsushi. **Noções Básicas Para o Acompanhamento Técnico de Obras de Túneis**. 2002. 98 F. Dissertação (Mestrado) - Curso De Engenharia Civil, Escola Politécnica Da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

NOGOSEKE, Elaine. **Compartimentação de Maciços Rochosos para Projetos básicos de PCH's usando Sistema RMR**. 2009. 111 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

NORD, Gunnar. **TBM Versus Drill And Blast: The Choice Of Tunneling Method**. In: International Conference and Exhibition on Tunneling and Trenchless Technology, 2006, Subang, Selangor, Malasia. Anais.Subang, Selangor, Malasia, 2006. p. 205-218.

NÔRO, António César de Moura. **Análise de Construção de Túneis com Tuneladoras**. 2014. 79 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, Coimbra, 2014.

NORONHA, Marcos; FARIA, Patrícia. **Modernização na Construção de Túneis Rodoviários Através do Uso de uma Nova Máquina Tuneladora**. O Empreiteiro, p.1-12, 2008.

NOWERGIAN GEOTECHNICAL INSTITUTE - NGI. **Using the Q-System – Rock Mass Classification and Support Design**. Oslo, 2015. 55p.

NUNES, Ana Laura L. **Capítulo 5 - Princípios Básicos de Mecânica Das Rochas (Apostila)**. Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2009.

PAULO, Isabela de. **Análise De Produtividade De Máquinas Tuneladoras Em Rochas Duras**. 2014. 93 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2014.

PEREIRA, Luisa Barbosa. **Comportamento Do Sistema De Suporte De Uma Mina Subterrânea De Ouro: Caso De Estudo - Mina Cascavel**. 2018. 160 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, 2018

RIO GRANDE DO SUL. CREA. . **Manutenção Das Obras De Arte Especiais**. Disponível em:

<http://www.crears.org.br/site/documentos/Cartilha_OAE1.pdf>. Acesso em: 29 abr. 2019.

ROCHA, Hugo Cássio. **Panorama do Mercado Brasileiro de Túneis: Passado, Presente e Futuro**. Anais do 54º Congresso Brasileiro do Concreto, CBC 2012. Maceió, AL.

RODRIGUEZ, Juan. **Uses and Applications for Steel Fiber Concrete**. 2019. Disponível em: <<https://www.thebalancesmb.com/what-is-steel-fiber-concrete-uses-and-applications-844458>>. Acesso em: 01 out. 2019.

SALAMUNI, Eduardo. **Geologia Estrutural**. Curitiba: Universidade Federal do Paraná, 2013. 63 slides, color. . Disponível em: <<http://www.neotectonica.ufpr.br/aula-geologia/aula5.pdf>> Acesso em: 29 Ago. 2019.

SALMONI, Bruno. **Análise do Mecanismo de Rockburst a Partir da Teoria da Elasticidade**. 2014. 128 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2014.

SAUER, Gerhard. **NATM And Its Toolbox**. Conferencia Earth Retention Systems. Nova York. 2003

SERRA JÚNIOR, Edgard; OJIMA, Luiz Massayosi. **Caracterização e Classificação de Maciços Rochosos**. In: OLIVEIRA, Antônio Manoel dos Santos; BRITO, Sergio Nertan Alves de. **Geologia de Engenharia** . ABGE (Associação Brasileira de Geologia de Engenharia). São Paulo, 1998.

SILVA, Ana Paula; SOUSA, Kellen Cristina Pereira de. **Uma Construção Possível: Túnel Usando Geometria**. X Encontro Nacional de Educação Matemática, ENEM 2010. Salvador, BA.

SIMPÓSIO SOBRE TÚNEIS URBANOS (São Paulo). **TURB**. São Paulo, 1995. 258 p.

SZÉCHY, Károly. **The Art of Tunneling**. Budapest: Akadémiai Kiadó, 1970. 891 p.

TEIXEIRA, Alberto Henrique. **Seis Casos de Túneis Urbanos com Revestimento em Concreto Projetado Armado com Fibras de Aço**, 3º Simpósio sobre Túneis Urbanos, TURB, ABGE, São Paulo, outubro de 1999.

THOMAZ, Eduardo Christo Silveira. **Esclerômetro – Notas de Aula**. Rio de Janeiro: Instituto Militar de Engenharia (IME), 2018. 53 p.

TRAVAGIN, Vinícius Bernardino. **Subsídios Para Escolha Do Método Construtivo De Túneis**. 2012. 125 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2012.

UNITED STATES. U.S DEPARTMENT OF TRANSPORTATION - FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. . **Tunnel Operations, Maintenance, Inspection, and Evaluation (TOMIE) Manual**. Washington D.C, 2015. 263 p.

VALLEJO, Luiz Gonzalez de; FERRER, Mercedes; ORTUÑO, Luís; OTEO, Carlos. **Ingeniería Geológica**. Madrid: Pearson Prentice Hall, 2002. 744 p.

VALLEJOS, Denis Vicente Perez. **Curso de Túneis – Projeto e Construção**. Manual Técnico, 2010.

WYLLIE, Duncan; MAH, Christopher. **Rock Slope Engineering, Civil and Mining**. New York: Spoon Press, 2004. 431p.

ANEXOS

ANEXO C – Classificação Geomecânica adotada por trecho para determinação dos tratamentos

PROJETO EXECUTIVO Classificação Geomecânica (RMR) dos Avanços de Escavação da Calota

ESTACAS		KM		EXTENSÃO (m)	CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA	CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA ADOTADA PARA TRATAMENTO	OBSERVAÇÃO
DE	PARA	DE	PARA				
603+8,00	606+12,90	257+68	257+132,9	64,90	IV / V	IV / V	Com Intervenção de Classe V até a Est. 605+15,30 (99 Cambotas Trelçadas)
606+12,90	607+10,00	257+132,9	257+150	17,10	II / III		
607+10,00	607+16,30	257+150	257+156,3	6,30	III		
607+16,30	609+5,60	257+156,3	257+185,6	29,30	II / III	III	
609+5,60	611+15,60	257+185,6	257+235,6	50,00	III		
611+15,60	612+2,70	257+235,6	257+242,7	7,10	II / III		
612+2,70	612+5,70	257+242,7	257+245,7	3,00	II	II	
612+5,70	612+11,20	257+245,7	257+251,2	5,50	II / III		
612+11,20	612+17,50	257+251,2	257+257,5	6,30	III	III	
612+17,50	615+8,50	257+257,5	257+308,5	51,00	II	II	
615+8,50	615+14,20	257+308,5	257+314,2	5,70	III	III	
615+14,20	616+10,40	257+314,2	257+330,4	16,20	II	II	
616+10,40	616+18,60	257+330,4	257+338,6	8,20	II / III	III	
616+18,60	617+9,80	257+338,6	257+349,8	11,20	III / IV		
617+9,80	617+12,90	257+349,8	257+352,9	3,10	IV	IV	
617+12,90	620+5,00	257+352,9	257+405	52,10	III / IV		
620+5,00	620+13,60	257+405	257+413,6	8,60	III	III	
620+13,60	621+2,30	257+413,6	257+422,3	8,70	II	II	

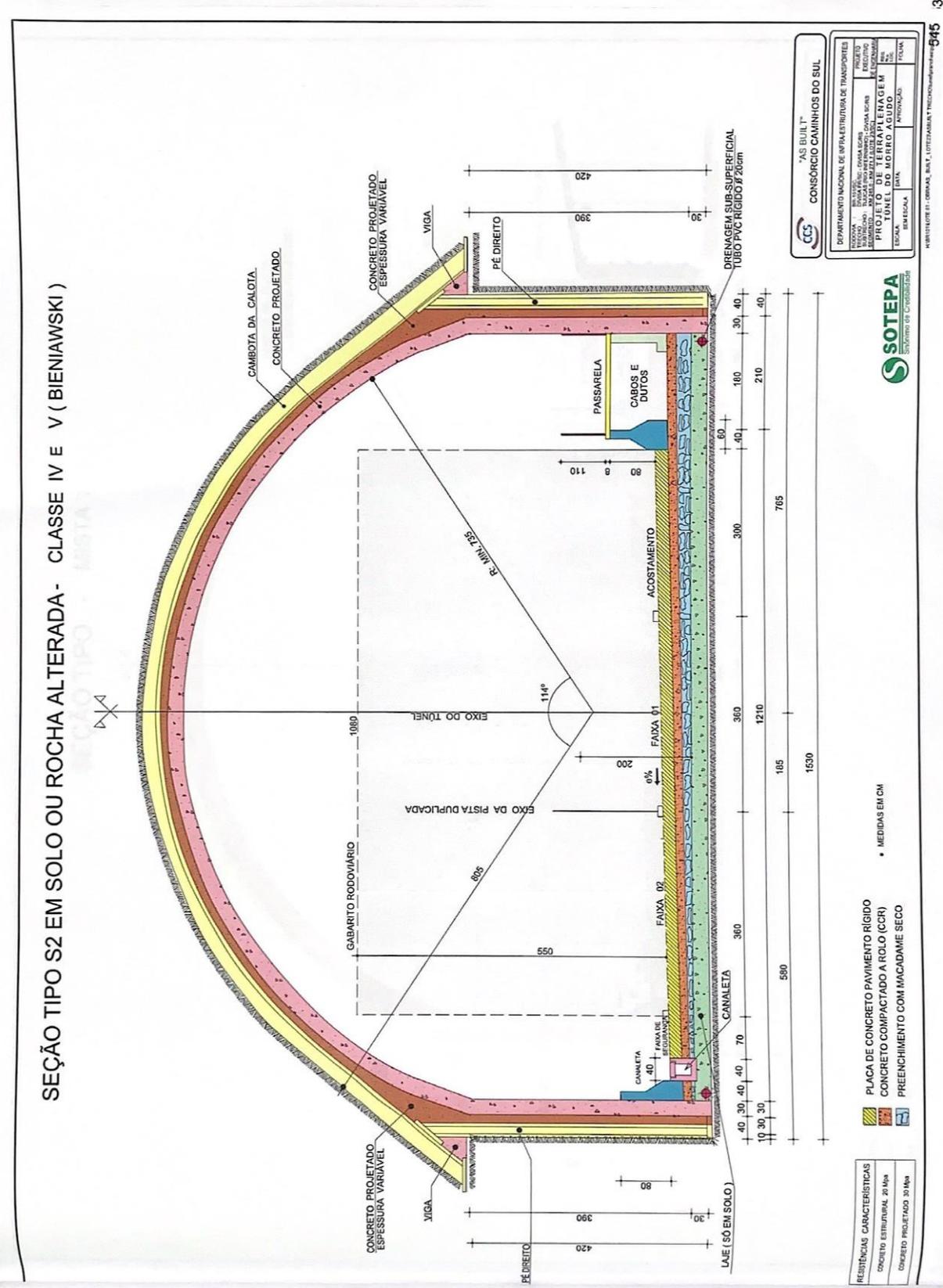
Classificação Geomecânica (RMR) dos Avanços de Escavação da Calota

ESTACAS		KM		EXTENSÃO (m)	CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA	CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA ADOTADA PARA TRATAMENTO	OBSERVAÇÃO
DE	PARA	DE	PARA				
621+2,30	621+12,50	257+422,3	257+432,5	10,20	III		
612+12,50	621+15,40	257+252,5	257+435,4	182,90	II / III	III	
621+15,40	622+9,70	257+435,4	257+449,7	14,30	III		
622+9,70	622+18,20	257+449,7	257+458,2	8,50	II / III		
622+18,20	625+13,80	257+458,2	257+513,8	55,60	III		
625+13,80	625+19,20	257+513,8	257+519,2	5,40	II	II	
625+19,20	626+11,50	257+519,2	257+531,5	12,30	II / III	III	
626+11,50	631+16,55	257+531,5	257+636,55	105,05	III		
631+16,55	633+17,40	257+636,55	257+677,4	40,85	II	II	
633+17,40	635+0,70	257+677,4	257+700,7	23,30	III	III	
635+0,70	635+6,30	257+700,7	257+706,3	5,60	II	II	
635+6,30	636+9,90	257+706,3	257+729,9	23,60	III	III	
636+9,90	636+12,90	257+729,9	257+732,9	3,00	II	II	
636+12,90	636+15,90	257+732,9	257+735,9	3,00	II / III	III	
636+15,90	637+3,50	257+735,9	257+743,5	7,60	III		
637+3,50	638+19,10	257+743,5	257+779,1	35,60	II	II	
638+19,10	639+10,50	257+779,1	257+790,5	11,40	III	III	
639+10,50	639+13,50	257+790,5	257+793,5	3,00	III / IV	IV	
636+13,50	642+19,50	257+733,5	257+859,5	126,00	III	III	
642+19,50	643+19,60	257+859,5	257+879,6	20,10	III / IV	IV	
643+19,60	644+1,60	257+879,6	257+881,6	2,00	III	III	

Classificação Geomecânica (RMR) dos Avanços de Escavação de Calota

ESTACAS		KM		EXTENSÃO (m)	CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA	CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA ADOTADA PARA TRATAMENTO	OBSERVAÇÃO
DE	PARA	DE	PARA				
644+1,60	644+5,50	257+881,6	257+885,5	3,90	III / IV		
644+5,50	644+8,80	257+885,5	257+888,8	3,30	IV		
644+8,80	644+11,30	257+888,8	257+891,3	2,50	III / IV	IV	
644+11,30	644+17,30	257+891,3	257+897,3	6,00	III		
644+17,30	645+3,15	257+897,3	257+903,15	5,85	III / IV		
645+3,15	645+5,00	257+903,15	257+905	1,85	IV		
645+5,00	645+12,20	257+905	257+912,2	7,20	III	III	
645+12,20	645+14,35	257+912,2	257+914,35	2,15	III / IV		
645+14,35	646+1,30	257+914,35	257+921,3	6,95	IV		
646+1,30	646+3,10	257+921,3	257+923,1	1,80	III / IV		
646+3,10	646+5,10	257+923,1	257+925,1	2,00	IV	IV	
646+5,10	649+14,00	257+925,1	257+994	68,90	III / IV		
649+14,00	649+18,10	257+994	257+998,1	4,10	IV		
649+18,10	650+0,00	257+998,1	258+0	1,90	IV		
650+0,00	650+2,20	258+0	258+2,2	2,20	III / IV		
650+2,20	650+8,80	258+2,2	258+8,8	6,60	III / IV		
650+8,80	651+1,00	258+8,8	258+21	12,20	IV		
651+1,00	651+14,30	258+21	258+34,3	13,30	IV / V	IV / V	
651+14,30	652+17,50	258+34,3	258+57,5	23,20	IV / V		
652+17,50	653+6,50	258+57,5	258+66,5	9,00	IV / V		
							Suportizações com intervenções adicionais de Classe V (118 cambotas Trelicadas)

ANEXO E - Seção tipo para trechos de classe IV e V (RMR - Bieniawski)



SEÇÃO TIPO S2 EM SOLO OU ROCHA ALTERADA - CLASSE IV E V (BIENIAWSKI)

RESISTÊNCIAS CARACTERÍSTICAS

CONCRETO ESTRUTURAL	20 MPa
CONCRETO PROJETADO	30 MPa

- PLACA DE CONCRETO PAVIMENTO RÍGIDO
- CONCRETO COMPACTADO A ROLO (CCR)
- PREENCHIMENTO COM MACADAME SECO

* MEDIDAS EM CM



CCS "AS BUILT" CONSÓRCIO CAMINHOS DO SUL

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES

PROJETO DE TUNEL EM ROCHA ALTERADA - CLASSE IV E V (RMR - BIENIAWSKI)

PROJETO DE TUNEL EM ROCHA ALTERADA - CLASSE IV E V (RMR - BIENIAWSKI)

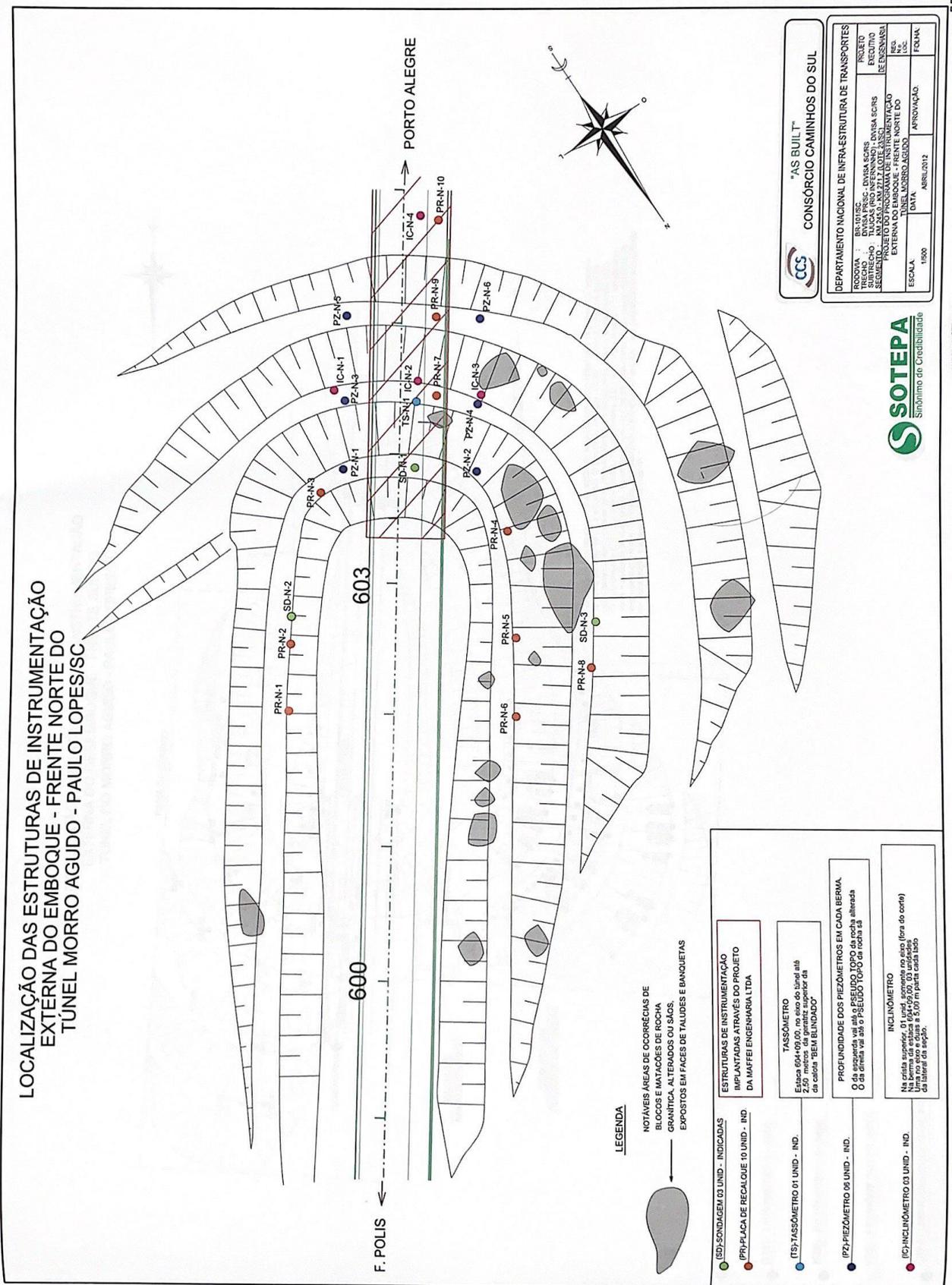
ESCALA: 1:50

DATA: / /

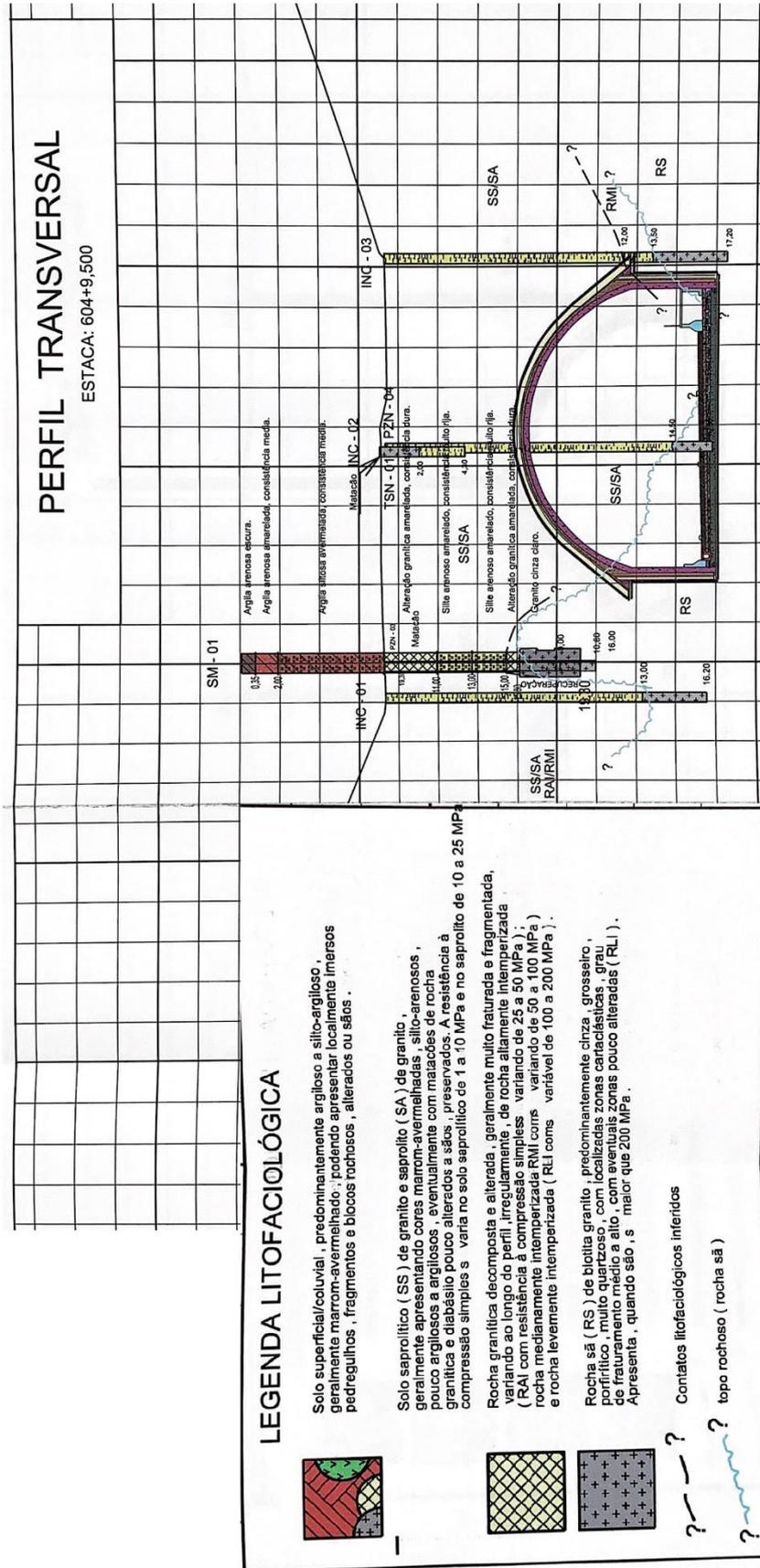
APROVAÇÃO: / /

FOLHA: /

ANEXO F – Localização da instrumentação externa no Emboque Norte



ANEXO H – Perfil Transversal do emboque Norte (Est. 604+9,50)



ANEXO I – Extensão do trecho camboteado e com adoção de núcleo central de proteção (Emboque Norte)

