



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA – UFSC
PRÓ-REITORIA DE PESQUISA E PÓS-GRADUAÇÃO – PROPG
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE TRANSPORTES E
GESTÃO TERRITORIAL – PPGTG

JOSÉ CARLOS PARANHOS SOUZA DE CASTRO

A influência das condicionantes geológicas nos custos de escavação de túneis rodoviários

Florianópolis

2023

José Carlos Paranhos Souza de Castro

A influência das condicionantes geológicas nos custos de escavação de túneis rodoviários

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes e Gestão Territorial da Universidade Federal de Santa Catarina para a obtenção do título de mestre em Engenharia de Transportes e Gestão Territorial

Orientador: Prof. Marcos Aurélio Marques. Noronha, Dr.

Área de Concentração: Sistemas de Transportes

Florianópolis

2023

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

Castro, Jose Carlos Paranhos Souza de

A influência das condicionantes geológicas nos custos de escavação de túneis rodoviários / Jose Carlos Paranhos Souza de Castro ; orientador, Marcos Aurélio Marques Noronha, 2023.

166 p.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes e Gestão Territorial, Florianópolis, 2023.

Inclui referências.

1. Engenharia de Transportes e Gestão Territorial. 2. Túneis Rodoviários. 3. Classificação Geomecânica. 4. Escavação NATM. 5. Avaliação de Custos. I. Noronha, Marcos Aurélio Marques. II. Universidade Federal de Santa Catarina. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes e Gestão Territorial. III. Título.

José Carlos Paranhos Souza de Castro

Título: A influência das condicionantes geológicas nos custos de escavação de túneis
rodoviários

O presente trabalho em nível de mestrado foi avaliado e aprovado por banca examinadora
composta pelos seguintes membros:

Prof. Rafael Higashi, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Rafael Pacheco, Dr.
Universidade do Estado de Santa Catarina

Prof. Roberto Kochen, Dr.
EPUSP- Escola Politécnica da USP

Certificamos que esta é a **versão original e final** do trabalho de conclusão que foi julgado
adequado para obtenção do título de mestre em Engenharia de Transportes

Profª. Ana Maria Benciveni Franzoni, Dra.
Coordenação do Programa de Pós-Graduação

Prof. Marcos Aurélio Marques Noronha, Dr.
Orientador

Florianópolis, 2023.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, gostaria de agradecer à Universidade Federal de Santa Catarina por prover com excelência um ensino Público, Gratuito e de Qualidade à toda comunidade. Agradeço aos amigos que me acompanharam essa jornada, que apoiaram nos momentos mais difíceis e me incentivaram a dar os passos necessários nos momentos que não tinha mais forças. São muitos e seria injusto deixar de citar qualquer um que vivenciou essa caminhada comigo. Ao meu Orientador, por ter aceitado o desafio em desenvolver este trabalho. Aos meus colegas de trabalho Assis Arantes, Victor Jorge, Marcelle Bravo, Ana Carolina e Orlando que me apoiaram a entrar no mestrado e sempre torceram por mim. Aos meus irmãos de profissão e de vida, Fabricio Lyra, Alex Ramos e Carolina Dutra que de certo modo também fazem parte essa titulação. Agradeço principalmente ao Universo, que me dá a serenidade necessária para aceitar as coisas que não posso mudar, coragem para modificar aquelas que eu posso e sabedoria para discernir uma das outras.

RESUMO

Diante da constante necessidade de melhoria na qualidade das rodovias, tanto em aspectos ambientais como em aspectos sociais, a escolha pela inserção de túneis tem se tornado cada vez mais frequentes em projetos rodoviários. A longo prazo, embora sejam empreendimentos que apresentam excelentes resultados na matriz custos x desempenho, definir os custos iniciais desses projetos ainda é um grande desafio para o setor. Na busca de encontrar alternativas que contribuam para dirimir esses desafios, o presente trabalho tem por objetivo avaliar como a compartimentação geomecânica e seus respectivos tratamentos influenciam nos custos de elaboração de projetos e propor critérios técnicos que possam auxiliar na determinação dos limites de transição entre uma classe e outra. Entendendo a grande complexidade desse tipo de avaliação e as particularidades que cercam o tema, para viabilizar os estudos aqui desenvolvidos, foram realizadas revisões bibliográficas dos principais conceitos voltados à metodologia convencional (NATM), delimitadas as condições de análise que permitissem a aplicação da metodologia e, por conseguinte, estimados os custos globais para cada classe geomecânica. Para o desenvolvimento do trabalho, as aplicações foram realizadas em um túnel rodoviário hipotético em fase de Projeto Básico, com dimensões e características de um túnel rodoviário real, adotando os pré-requisitos necessários para essa fase de projeto. Foram atribuídas cinco classes geomecânicas de acordo com o método RMR, ao longo do túnel. O resultado das análises comparativas, dentro do melhor e do pior cenário, entre os custos globais de cada classe geomecânica permitiu definir os melhores critérios técnico-econômicos para determinar a área de transferência entre as classificações geomecânicas em túneis.

Palavras-chave: 1. Túneis Rodoviários 2. Classificação Geomecânica 3. Escavação NATM
4. Avaliação de Custos

ABSTRACT

Given the significant improvement in the quality of highways, both in environmental and social aspects, road tunnels have become increasingly frequent in road projects. Although these are projects that present excellent results in the long term between the cost-performance matrix, defining the initial costs of road tunnel excavation projects is still a major challenge for the sector. Seeking alternatives that contribute to solving these challenges, the present work aims to evaluate how the geomechanical profile and its respective treatments influence the project elaboration costs and define criteria that can determine the transfer limits between one class and another. A comprehensive bibliographical review was carried out to ensure the viability of the studies developed here, considering the great complexity of this type of assessment and the particularities surrounding the theme. The main concepts related to the conventional methodology (NATM), specifying and quantifying the supports and treatments of each class, were analyzed. Therefore, the global costs of these treatments for each geomechanical class were estimated. For the development of the proposed work, conditions were defined that allowed the application of the analysis methodology in a conceptual road tunnel, with dimensions of a real road tunnel, with five distinct geomechanical classes using the assumptions of geomechanical classification of the RMR method (Bieniavisk, 1989). Given the development of comparative analyzes between the global costs for each class, it was possible to estimate, within the best and worst-case scenario, how geological conditions burden or make these projects cheaper, subsidizing the best adjustments to define the transfer area between the geomechanical classifications.

Keywords: 1. Road Tunnels 2. Geomechanical classifications 3. Excavation method 4. Cost Assessment

LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Perfis de rugosidade	29
Figura 2 - Exemplo ilustrativo do cálculo do RQD	34
Figura 3: exemplo ilustrativo do cálculo do índice volumétrico de RQD (ABGE)	35
Figura 4 – Gráficos para determinação dos pesos segundo a resistência à compressão uniaxial (A), RQD (B) e (C) espaçamento das descontinuidades, bem como de correlação entre RDQ e espaçamento das descontinuidades	50
Figura 5 – Sequência de passos para elaboração do projeto estrutural e de escavação por tunelamento convencional.....	52
Figura 6 - Trechos de túnel a consolidar por meio de injeções de calda de cimento ...	55
Figura 7- Aplicação de jet grouting na frente de escavação do túnel como técnica de melhoramento do solo	56
Figura 8- Aplicação do jet grouting na direção vertical	57
Figura 9 - Congelamento a partir da frente de escavação.....	58
Figura 10 – Região do maciço que participa do suporte	59
Figura 11 – Direção das tensões principais antes e após a escavação	60
Figura 12 – Principais tipos de parcializações realizadas no NATM	61
Figura 13 – Seção típica em arco retângulo pelo método NATM já com os tratamentos de acordo com a classe do maciço.....	62
Figura 14 – Seção mista em túnel.....	63
Figura 15 – Nomenclatura para escavação de túnel em rocha.....	66
Figura 16 – Esquema do ciclo de escavação em rocha: (A) Marcação topográfica; (B) Perfuração da rocha; (C) Carregamento dos explosivos; (D) Detonação; (E) Ventilação; (F) Limpeza do material; (G) Bate-choco; (H) Suportes e tratamentos.	67
Figura 17 – Exemplo de configuração dos furos para escavação em seção plena por <i>Drilling and Blasting</i>	68
Figura 18 – Escavação por calota e rebaixo com uso de furos verticais	69
Figura 19 – Parcialização do rebaixo para perfuração e detonação.....	69
Figura 20 – Execução do túnel piloto para fragmentação da calota	70
Figura 21 – Exemplo de avanço em câmara cônica	71
Figura 22 – Remoção do choco após a detonação da frente de escavação no túnel	72

Figura 23- Limpeza após remoção do choco	74
Figura 24- Ilustração de enfilagem e pregagem	75
Figura 25 - Enfilagens tubulares inseridas no contorno do túnel	76
Figura 26 – Esquema de execução das enfilagens ao longo da escavação	77
Figura 27 – Processo de aplicação da pregagem de frente durante o processo de escavação.....	78
Figura 28 – Exemplos de cambotas metálicas	79
Figura 29 – Instalação das cambotas e diferenças entre perfis metálicos e cambotas treliçadas.....	80
Figura 30 – Detalhamento da fase de escavação em que se aplica o arco invertido	81
Figura 31 – Desenho esquemático de um tirante.....	83
Figura 32 – Tirante ancorado com resina, tensionado e injetado	83
Figura 33 – Tirante ancorado mecanicamente, tensionado e injetado com argamassa	85
Figura 34 – Tirante fendilhado não tensionado	85
Figura 35 – Tirante de haste argamassada, onde a argamassa é colocada em duas meias-canas perfuradas.....	86
Figura 36 – Tirante não tensionado, expandido por meio de água à alta pressão	87
Figura 37 – Desenho esquemático de um chumbador (este não apresenta o trecho livre presente nos tirantes)	88
Figura 38 – Tela com tirantes	89
Figura 39 - Fluxograma metodológico.	99
Figura 40 - Mapa de incidência dos túneis do Estado de São Paulo.	105
Figura 41- Localização Geológica.....	107
Figura 42 -Serra do Mar.	108
Figura 43 - Perfil Geológico Geotécnico.....	112
Figura 44 - Seções de Tratamento.	118
Figura 45 - Seção de Tratamento - Classe I.....	119
Figura 46 - - Seção de Tratamento - Classe II.....	119
Figura 47- Seção de Tratamento – Classe III	120
Figura 48 - - Seção de Tratamento - Classe IV	120
Figura 49 - - Seção de Tratamento - Classe V.....	121
Figura 50 - Distribuição de ancoragens por seção.....	124

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Adaptado da Tabela - Graus de alteração de rocha.	23
Tabela 2 - Índices de Consistência/Coerência segundo ISRM (Brown, 1981), ABGE (1983) e Guidicini et al. (1972).	25
Tabela 3 - Graus de resistência (Guidicini et al, 1972a).....	26
Tabela 4 - Classificação de persistência (ISRM, 1978).....	28
Tabela 5- Classificação de aberturas de descontinuidades (ISRM, 1978).....	30
Tabela 6 - Classificação de espaçamento (ISRM, 1978).	31
Tabela 7 - Grau de fraturamento segundo Guidicini et al, 1972a.....	32
Tabela 8 - Classificação dos maciços rochosos com base no RQD	33
Tabela 9 - Parâmetros utilizados na classificação Q	40
Tabela 10- Valores de Q – Classificação geomecânica de BARTON et al, (1974)	43
Tabela 11- Parâmetros de classificação RMR	45
Tabela 12- Influência da direção das Descontinuidades.....	46
Tabela 13- Classificação e características dos maciços rochosos	47
Tabela 14- Condições das descontinuidades	48
Tabela 15- Efeito da direção e do mergulho das descontinuidades em obras de túneis	50
Tabela 16 — Vantagens e desvantagens do revestimento metálico	91
Tabela 17 - Espessuras típicas de revestimento em concreto projetado	92
Tabela 18 – Espessuras típicas de concreto projetado no Brasil	92
Tabela 19 – Níveis e métodos de avaliação de custos	95
Tabela 20- Distribuição dos Tüneis rodoviários por região	101
Tabela 21- Porcentagem por Estados	102
Tabela 22 - Tratamentos típicos de 1ª Fase.	116

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1- Total de túneis cadastrados no Brasil (Elaboração: Autor).....	101
Gráfico 2- Distribuição de Túneis por regiões (Elaboração: Autor)	102
Gráfico 3- Porcentagem por Estados (Elaboração: Autor)	103
Gráfico 4- Comparativo de custos por classe	133

LISTA DE QUADROS

Quadro 1- Unidades Geológicas Geotécnicas	110
Quadro 2 - Compartimentação Geomecânica.....	115
Quadro 3- Quantitativo de Ancoragens	123
Quadro 4 - Quantitativo de Telas Metálicas.....	125
Quadro 5 - Quantitativo de enfilagens injetadas.....	125
Quadro 6 - Área linear de concreto.....	126
Quadro 7 - Volume de Concreto Projetado.	127
Quadro 8 - SICRO.	129
Quadro 9 - Distribuição das Seções de Tratamento.....	131
Quadro 10- Custos referenciais por classe.....	132
Quadro 11 - Extensões por classe – comparativo.....	132
Quadro 12 - Comparativo orçamentário - Rocha x Solo.	134
Quadro 13 - Sentido da alteração da Classificação - Região do Emboque	135
Quadro 14 - Sentido da alteração da Classificação - Região do Desemboque.....	135
Quadro 15 - Reclassificação - Cenário 1	136
Quadro 16 - Quadro de Quantitativos - Cenário 1	137
Quadro 17 - Comparativos dos Custos - Cenário 1	139
Quadro 18- Comparativo de custos unitários Chumbadores x Telas e Cambotas – Cenário 1.	140
Quadro 19 - Reclassificação - Cenário 2	141
Quadro 20 - Quadro de Quantitativos - Cenário 2.....	142
Quadro 21 - Comparativos dos Custos - Cenário 2.	144
Quadro 22 - Comparativo das extensões - Cenário 2	146
Quadro 23- Comparativo de custos unitários Chumbadores x Telas e Cambotas – Cenário 2	147

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ABGE	Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACPA	American Concrete Pavement Association
AFTES	Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain
AID	Arco Invertido Definitivo
AIP	Arco Invertido Provisório
ASCE	American Society of Civil Engineers
ASCII	<i>American Standard Code for Information Interchange</i>
ASTM	American Society for Testing and Materials
ATO	Acompanhamento Técnico de Obra
BDI	Benefícios e Despesas Indiretas
BTS	British Tunnelling Society
CAD	<i>Computer-Aided Design</i>
CCP	<i>Cement Churning Pile</i>
CCUs	Composição de Custos Unitários
CETU	Le Centre d'Etudes des Tunnels
CJG	<i>Column Jet Grout</i>
CREA	Conselho Regional de Engenharia e Agronomia
DER/SP	Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo
DHP	Drenos Horizontais Profundos
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
DNPM	Departamento Nacional de Produção Mineral
DOT	United States Department of Transportation
ET	Especificação Técnica
EU	European Union
EVTEA	Estudo de Viabilidade Técnica, Econômica e Ambiental
FHWA	Federal Highway Administration
GIS	<i>Geographic Information System</i>
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IP	Índice de Proteção

IPR	Instituto de Pesquisas Rodoviárias
IRICEN	Indian Railways Institute of Civil Engineering
ISC	Índice de Suporte Califórnia
ISRM	<i>International Society for Rock Mechanics</i>
ITA	International Tunnelling and Underground Space Association
JICA	Japan International Cooperation Agency
JSG	<i>Jumbo Special Grout</i>
MInfra	Ministério da Infraestrutura
NATM	<i>New Austrian Tunnelling Method</i>
NBR	Norma Brasileira
NCHRP	National Cooperative Highway Research Program
NS	Nível de Serviço
OAE	Obra de Arte Especial
PEAD	Polietileno de Alta Densidade
PIARC	World Road Association
PP	Polipropileno
PRFV	Poliéster Reforçado com Fibra de Vidro
PTTA	<i>Partially Totally Tested Assembly</i>
RDA	Road Development Authority
RHRS	<i>Rockfall Hazard Rating System</i>
RMR	<i>Rock Mass Rating</i>
RQD	<i>Rock Quality Designation</i>
SCM	<i>Sprayed Concrete Method</i>
SEM	<i>Sequential Excavation Method</i>
SICRO	Sistema de Custos Rodoviário
SINAPI	Sistema Nacional de Pesquisa de custos e Índices de Construção Civil
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>
SRF	<i>Stress Reduction Factor</i>
TBM	<i>Tunnel Boring Machine</i>
TCU	Tribunal de Contas da União
UE	União Europeia
UF	Unidade da Federação
UFSC	Universidade Federal de Santa Catarina
USACE	United States Army Corps of Engineers

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	15
1.1	Breve Histórico	15
1.2	Justificativa	16
1.3	Objetivos.....	17
1.3.1	Objetivos Específicos	18
1.4	Estrutura do Trabalho	18
2	REFERENCIAL TEÓRICO	20
2.1	Caracterização, Classificação e compartimentação Geomecânica	20
2.1.1	Descrição, caracterização e critérios geológico geotécnicos.....	20
2.1.2	Classificação de Maciços Rochosos	35
2.1.3	Compartimentação Geológica	38
	Classificação de Barton – Sistema Q.....	39
	Classificação de Bieniawski – Sistema RMR	44
2.2	Métodos Construtivos	51
2.2.1	Metodologia de escavação sequencial (NATM)	53
2.2.2	Metodologia de escavação em seção mista.....	63
2.3	Orçamento	94
3	METODOLOGIA.....	98
3.1	premissas e critérios.....	100
3.1.1	Localização e dimensionamento do Túnel de análise	100
3.1.2	Geologia e compartimentação geomecânica.....	103
3.1.3	Seções típicas e tratamentos.....	116
3.2	Quantificação	121
3.2.1	Ancoragens	121
3.2.2	Tela Metálica	124
3.2.3	Enfilagens	125

3.2.4	Concreto Projetado Reforçado com Fibras.....	125
3.3	Precificação	128
4	ANÁLISES DOS DADOS E APLICAÇÕES	130
4.1.1	Condições de projeto	131
4.1.2	Cenário 1 – Condições Geológicas Desfavoráveis.....	136
4.1.3	Cenário 2 – Condições Geológicas Favoráveis.....	140
4.1.4	Análise Geral.....	147
5	CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	148
5.1.1	Sugestões para futuros trabalhos	150
	REFERÊNCIAS	151

1 INTRODUÇÃO

1.1 BREVE HISTÓRICO

Desde os tempos mais remotos da humanidade as escavações têm sido realizadas para a obtenção de bens minerais, motivações religiosas e fins diversos. A escavação de túneis, nos primórdios da civilização e antes do advento dos explosivos e das máquinas escavadoras, era desenvolvida por operários que esculpam os maciços utilizando basicamente ferramentas manuais.

Sabe-se que há mais de quatro milênios que existiam na região atual onde ficam Portugal, França e Bélgica, túneis para a exploração de ouro, cobre e sal das montanhas, escavados através de ferramentas artesanais. Também já outrora nos tempos que decorreram desde o Império Romano até a idade medieval, alguns exércitos atacavam furtivamente castelos inimigos através de túneis escavados usando utensílios manuais. Como conta a obra *Pollionis Vitruvius*, na narração que faz do cerco de Marselha no Caput XXII, do Liber X da sua notável obra *De Architecture*, esses túneis eram muitas vezes perfurados por baixo dos fossos defensivos das fortificações e tanto podiam visar somente a sua tomada de assalto, como ser também destinados a provocar o seu desmoronamento. Tais túneis eram em geral suportados por troncos de madeira, aos quais era depois ateadado fogo, nos casos em que se pretendia provocar a sua destruição. (MOREIRA, 2006).

Uma outra técnica ancestral utilizada na execução de túneis consistia em provocar variações repentinas de temperatura nas rochas, induzindo-as a quebrá-las em pedaços. Esta técnica provoca o aquecimento das paredes do túnel através de fogo e depois o seu arrefecimento brusco por meio de água. As primeiras notícias da utilização deste *modus operandi* datam de cerca de 2000 A.C. e referem-se aos processos de mineração de cobre e ouro desenvolvidos pelos egípcios (MOREIRA, 2006).

No passado, os túneis eram revestidos e suportados com a utilização de alvenaria de tijolos e/ou pedras, que com o tempo apresentavam uma perda da capacidade de suporte ou envergamento, com grande deformação do maciço. No século XVII houve a introdução da tecnologia de injeções de concreto como método de consolidação do entorno da escavação,

promovendo a redução das deformações. A evolução seguinte correspondeu à introdução do aço e dos métodos de perfuração, além dos explosivos.

De acordo com (GOMES, 2006), o início do desenvolvimento do Método Convencional se deu entre 1931 a 1936, pelo engenheiro civil Ladislaus Von Rabcewicz, chefe de construção da Linha Norte da Estrada de Ferro Trans Iraniana. Durante o período de 1956 a 1958 foi utilizada a técnica pela primeira vez na construção de túneis ferroviários da Venezuela, sob a supervisão de Rabcewicz. Estes túneis foram executados com o auxílio de um suporte composto por concreto projetado, cambotas leves e ancoragens sistemáticas.

Na década seguinte, Rabcewicz apresentou no Colóquio de Geomecânica de 1963, realizado na Áustria, o “Novo Método Austríaco de Construção de Túneis - NATM”, que era a concretização de suas ideias. O sistema apresentado foi criado com base na sua experiência, após observar que todas as dificuldades e colapsos decorrentes de execução das escavações eram consequências da possibilidade oferecida por outros métodos conhecidos de permitir recalques iniciais do maciço sem nenhum controle e pela ocorrência de vazios entre o suporte e o terreno.

Imaginando um material suficientemente plástico capaz de preencher as cavidades mais irregulares no momento da aplicação foi adotada a técnica do concreto projetado com acelerador de pega como elemento de suporte. Além disto, ele poderia ser aplicado imediatamente após a escavação e oferecia uma elevada rigidez e resistência em curto período. Desta forma eliminaria os relaxamentos iniciais e os vazios na interface ao imobilizar o maciço em sua posição relativa. O concreto projetado atua por forte aderência e coação ao terreno, imobilizando os seus elementos (blocos e massa) e obrigando o maciço a suportar o carregamento em integração com o suporte tornando-se prática frequente até os dias atuais.

1.2 JUSTIFICATIVA

Diante da importância do modal rodoviário no Brasil, associado às instabilidades político-econômicas dos últimos anos, o estudo de viabilidade de alternativas de traçado rodoviário em que túneis estejam inclusos, tornou-se um grande desafio para o poder público e para o setor privado. Por serem consideradas no setor de infraestrutura obras de alta complexidade e possuírem um custo de implementação elevado, a perspectiva para a viabilidade desses atores são distintas. Enquanto para o poder público a redução do custo final ao contribuinte costuma ser o maior fomentador da viabilidade econômica (além das

melhorias geométricas, qualidade da rodovia, tanto em aspectos ambientais como em aspectos sociais), para o setor privado, o tempo de retorno do investimento inicial é um fator decisivo para viabilizar o empreendimento, pois os custos iniciais precisam ser amortizados durante o período de concessão, sendo recompensado essencialmente na arrecadação tarifária de pedágios.

Sob o entendimento de que seja viável a implementação de um túnel no traçado viário, é necessário definir o traçado definitivo desse túnel. Para tal, a realização de análises que estabeleçam comparativos entre as alternativas de traçados de mesma extensão e métodos construtivos diferentes são fundamentais. Esses comparativos avaliam métodos de escavação subterrânea, variação geométrica, variação geológica e o tempo de execução da obra, considerando ainda os custos indiretos como impactos ambientais, sociais e, não menos importantes, os custos de seguro, que variam de acordo com os riscos da técnica contemplada, subsidiando a escolha da melhor alternativa técnica e econômica.

À medida que a interação entre geologia e engenharia se intensificou, houve um aumento da demanda por informações mais detalhadas, tais como: (I) litologia, (II) estado de alteração, (III) coerência e (IV) descontinuidades do maciço que traduzem a qualidade da rocha (HOEK; KAISER; BAWDEN, 2000). Nesse contexto, a geologia de engenharia assume um papel fundamental, uma vez que os estudos e as investigações geológicas são requisitos cruciais para a elaboração de modelos representativos e confiáveis, capazes de indicar o método construtivo mais adequado, as condições geotécnicas que influenciam no dimensionamento estrutural, os melhores posicionamentos de emboques e direções mais favoráveis para o traçado em relação ao maciço, e estimar o tempo de execução influenciando diretamente nos riscos e custos de execução.

1.3 OBJETIVOS

Diante dos grandes avanços tecnológicos e conceituais para a obtenção dos dados geológico-geotécnicos foi possível desenvolver modelos geológicos mais precisos e que se aproximam dos comportamentos reais dos maciços rochosos. Além disso, o conceito de associar a caracterização do maciço ao sistema de suporte necessário à sua estabilidade viabilizou a escolha de métodos construtivos mais adequados e sistemas de suporte mais

compatíveis com a classificação geomecânica. Essa associação, representada por descrição do maciço e suporte, define um “sistema de classificação de maciços rochosos” (HOEK, 2000).

Entretanto, quando se trata de escavações subterrâneas, há uma dificuldade inerente ao tipo de obra, pois a partir desses dados são gerados os modelos interpretativos que nem sempre são os mais precisos. Diante do exposto, o presente trabalho tem por objetivo geral auxiliar a comunidade técnica a entender quais condicionantes e tratamentos possuem maior influência nos preços globais de cada classe geomecânica, através de análise comparativa entre cada classificação, possibilitando a reflexão sobre os impactos gerados entre as extensões pré-determinadas dessas classificações, para a fase de projeto conceitual.

1.3.1 Objetivos Específicos

Para que o Objetivo Geral supracitado seja atendido o presente trabalho pretende:

- Identificar e apresentar a composição de custos por classificação geomecânica;
- Identificar e apresentar os tratamentos mais onerosos em cada classificação geomecânica;
- Analisar comparativamente as composições de custos entre as classificações geomecânicas;
- Propor critérios que contribuam para a tomada de decisão da escolha das extensões das classificações geomecânicas buscando a alternativa mais atraente em termos de custos.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho foi estruturado de modo a facilitar a leitura e a compreensão dos assuntos abordados, possibilitando ao leitor uma linha coerente de raciocínio, conforto e clareza do desenvolvimento. Para tanto, foi organizado em cinco capítulos: o presente capítulo, Referencial Teórico, Metodologia, Análises e discussões e encerrando com as Conclusões e comentários.

No Segundo Capítulo – Referencial Teórico – são apresentados os principais métodos de escavação e abordado de maneira detalhada, o Método Construtivo Convencional (NATM). São apresentados os principais conceitos de classificação de maciços rochosos, caracterização e sistemas de classificação geomecânica utilizados para o desenvolvimento

deste trabalho. O capítulo também apresenta o critério utilizado para precificar os serviços de tratamentos e suportes.

O Terceiro Capítulo – Metodologia – detalha a forma como a pesquisa foi desenvolvida, as hipóteses levantadas, as delimitações necessárias para a realização e os meios utilizados para a realização da pesquisa.

No Quarto capítulo – Análises e Discussões – são apresentadas as críticas e discussões acerca dos princípios apresentados no capítulo de referencial teórico. Neste capítulo são apresentados os resultados encontrados referente aos custos atrelados às respectivas classificações geomecânicas.

O Quinto capítulo – Conclusões e comentários – destaca os pontos mais relevantes da pesquisa e indica quais as condicionantes geológicas geotécnicas que mais influenciam de nos custos dos tratamentos e suportes. Ele ainda aponta as limitações encontradas no trabalho, de modo a permitir e fomentar novos estudos nesta linha de pesquisa.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

Para melhor entendimento do trabalho, este capítulo aborda os principais conceitos utilizados para o desenvolvimento da pesquisa, os métodos construtivos, a classificação geomecânica de maciços rochosos e o método orçamentário utilizado.

A abordagem dos critérios que subsidiam as classificações geomecânicas consagradas e massivamente utilizada em túneis exige a identificação e a caracterização do arcabouço geológico e as diferentes litologias estabelecendo as variações e delimitações do maciço rochoso e/ou terroso. O pleno entendimento das características do maciço possibilita a identificação dos parâmetros relacionados à capacidade de suporte do maciço e, por conseguinte, os suportes e tratamentos que serão utilizados para sua estabilização, impactando diretamente nos custos previstos dos elementos estruturais a serem projetados.

2.1 CARACTERIZAÇÃO, CLASSIFICAÇÃO E COMPARTIMENTAÇÃO GEOMECÂNICA

Em projetos de túneis a atividade de caracterização consiste na descrição de aspectos ou características físico-geológicas com o objetivo de elaborar procedimentos capazes de classificar geomecanicamente o maciço afim de prever o comportamento geotécnico esperado. O presente item aborda, de maneira geral, os conceitos básicos e metodológicos de descrição, caracterização e classificação de maciços rochosos aplicados neste trabalho.

2.1.1 Descrição, caracterização e critérios geológico geotécnicos

Um maciço rochoso é constituído por um conjunto de blocos de rocha, homogêneos ou não, justapostos e separados por descontinuidades. A relação entre a quantidade de descontinuidades e a escala da obra indica o grau de isotropia do meio (SERRA JUNIOR; OJIMA, 1998). Contudo, o comportamento do maciço não se restringe apenas a quantidade de descontinuidades, mas é influenciado pelas condições em que essas descontinuidades se apresentam. Portanto, algumas considerações sobre elementos geológicos e estruturais envolvidos tornam-se necessárias.

Embora a bibliografia técnica apresente várias alternativas de caracterizações, para esse trabalho, foram adotados os parâmetros, conceitos e critérios consagrados pela Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas (ISRM, 1981).

Litologia

De acordo com Serra Junior e Ojima (1998) a classificação litológica para aplicação em engenharia deve apoiar-se em conceitos petrográficos de uso corrente da geologia, mas deve ser simplificada e objetiva, adotando como critérios o grupo genético, as estruturas principais, textura, granulação e mineralogia. Um maior detalhamento litológico pode ser realizado conforme haja necessidade no decorrer dos estudos.

Grau de Alteração

Como o próprio nome sugere, o grau de alteração é o conjunto de modificações físico-químicas a que as rochas se encontram submetidas, e que conduz à degradação de suas características mecânicas (Serra Junior e Ojima, 1998). A caracterização do estado de alteração é feita tátil-visualmente, com base em variações do brilho e da cor dos minerais da rocha, além da perda das características geomecânicas de uma rocha intacta, com consequente diminuição da resistência mecânica, aumento da deformabilidade e modificações das propriedades de porosidade do maciço rochoso. O grau de alteração é comumente indicado através da sua descrição e baseia-se em métodos expeditos de observação.

Segundo Vaz (1996) a utilização de critérios baseados na alteração mineralógica e na porcentagem relativa de solos e blocos, utilizados para a definição de horizontes de alteração, é subjetiva e dificilmente reproduzível por observadores diferentes em um mesmo perfil. Para o Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo - IPT (1983) a caracterização do estado de alteração das rochas é normalmente abordada através de critérios qualitativos, onde a avaliação é visual, ou quantitativos, onde são utilizados diversos ensaios para avaliação das características mecânicas das rochas, tais como: deformabilidade e ruptura; velocidade de propagação de ondas elásticas; porosidade e permeabilidade; expansibilidade; e desgaste em meio úmido. Os critérios de alteração qualitativos se aplicam bem às rochas duras, mas em rochas sedimentares estas observações podem não apresentar um resultado satisfatório, sendo necessária a utilização de métodos quantitativos, ou a utilização de parâmetros de coerência.

As características de alteração podem ser quantificadas em 5 graus em função de avaliação macroscópica das características petrográficas da rocha, conforme pode ser

observado na Tabela 1 e o grau de alteração pode ser correlacionável com o parâmetro W (Weathering) definido pela ISRM (1981).

Tabela 1 - Adaptado da Tabela - Graus de alteração de rocha.

Siglas	Denominação	Características da rocha
W1 ou A1 W1-2 ou A1-2 RS	Sã ou praticamente sã	Apresenta minerais primários sem vestígios de alteração ou com alterações físicas e químicas insipientes. Neste caso a rocha é ligeiramente descolorida.
W2 ou A2 RAD	Pouco ou moderadamente alterada	Apresenta minerais moderadamente alterados e Sinais de alteração apenas nas imediações das descontinuidades
W3 ou A3 RAD	Mediamente alterado	Alteração visível em todo o maciço, mas a rocha não é friável
W4 ou A4 W4-5 ou A4-5 RAM	Muito alterada a extremamente alterada	Alteração visível em todo maciço e rocha parcialmente friável
W5 ou A5 REA	Extremamente alterada	Maciço completamente friável

Fonte: (IPT, 1984, apud Serra Junior e Ojima, 1998)

Grau de Coerência

A coerência baseia-se em propriedades como tenacidade, dureza e fiabilidade das rochas, e é determinada tátil-visualmente com a observação da resistência que a rocha oferece ao impacto do martelo e ao risco com lâmina de aço (Guidicini et al, 1972a). O Grau de Coerência é um índice qualitativo, e de acordo com a resposta da rocha às solicitações, e de acordo com a ABGE (1983) pode ser enquadrado em 5 categorias.

A caracterização da coerência das rochas baseia-se usualmente nas tabelas de Guidicini et.al. (1972), ABGE (1983) e Brown (1981), indicada pela ISRM. Para a avaliação expedita são usados testes simples usando equipamentos como martelo e canivete, sendo que a tabela apresenta a correlação entre os sistemas mais usuais de caracterização da consistência.

Registra-se que o grau de coerência/consistência C pode ser correlacionável com o parâmetro R (Resistencia) definido pela ISRM (1981), conforme apresentado na Tabela 2.

Tabela 2 - Índices de Consistência/Coerência segundo ISRM (Brown, 1981), ABGE (1983) e Guidicini et al. (1972).

ISRM BROWN (1981)				ABGE (1983)				Guidicini <i>et al.</i> (1972)						
Sigla	Rocha	Avaliação de campo	Rc(Mpa)	Mpa	Sigla	Rocha	Avaliação de campo	Rc (Mpa)	Sigla	Grau de coerência	Avaliação de campo			
											Martelo	Risco	Corte	Pressão de dedos
R6	Extremamente branda	Pode apenas ser lascada com o martelo	>250	>10	C1	Extremamente resistente	Amostra podem ser apenas lascadas por martelo geológico	>250	C1	Muito coerente	Quebra com dificuldade	Difícilmente riscada	Bordas resistem, e cortantes, escariável somente a fogo	Não
R5	Muito resistente	Requerer vários golpes de martelo para quebrar	1100-250	4 - 10		Muito resistente	Amostra requerem muitos golpes de martelo para fraturarem-se	100-250						
R4	Resistente	Identificação rasa com um golpe do martelo para quebrar	50-100	2 - 4	C2	Resistente	Amostra requerem mais de um golpe de martelo para fraturarem-se	50-100	C2	Moderadamente coerente	Quebra com relativa facilidade	Riscável	Bordas podem ser abatidas, escariável a fogo	Não
R3	Mediamente resistente	Requer um golpe do martelo para quebrar. Não pode ser raspada ou	50-100	1- 2	C3	Mediamente resistente	Não pode ser raspada por canivete. Amostras podem ser fraturadas com um único golpe de martelo de geólogo	50-100						
R2	Fraca	Identificação rasa com um golpe de martelo. Amostra pode ser descascada com um canivete	5- 25	-	C4	Rocha branda	Pode ser raspada por firme pancada com a ponta do martelo de geólogo	5- 25	C3	Pouco coerente				
R1	Muito Fraca	Esmigalha com golpes firmes da ponta do martelo. Pode ser descascada com um canivete.	1- 5	-		Muito branda	Esmigalha-se sob o impacto do martelo de geólogo; pode ser raspada por canivete	1- 5						
R0	Extremamente fraca	Endentada pelo polegar	0.25- 1	-	C5	Extremamente branda	Marcada pela unha	0.25- 1	C4	Incoerente - Friável	Esfêrela	Escariável com lâmina	Friável	Friável e Desagrega

Fonte: Caracterização Geológica-Geotécnica e Classificação Geomecânica (Vanese Vieira; Sérgio N. A. Brito; Tiago C. Lopes; Bruno T. Faria).

Resistência

Segundo Guidicini et al (1972a) entende-se por grau de resistência aquele relacionado com a compressão simples. Os diferentes graus de resistência são estabelecidos com base nos valores de resistência obtidos em ensaios de compressão uniaxial. Este parâmetro é muito utilizado na caracterização de maciços rochosos para fins de engenharia, e as rochas podem ser subdivididas em cinco níveis de resistência, conforme a Tabela 3. O ensaio para obtenção da resistência a compressão uniaxial é relativamente dispendioso, requer tempo para a preparação de amostras e equipamentos especiais para a sua realização. Entretanto, testes indiretos são comumente utilizados para se obter esse parâmetro, como teste de carga pontual e o martelo de Schmidt. Esses testes são relativamente simples e requerem menos preparação de amostras e equipamentos menos sofisticados.

Tabela 3 - Graus de resistência (Guidicini et al, 1972a).

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

Descontinuidades

As descontinuidades são sem dúvida o principal condicionante do comportamento de um maciço. Sem elas o maciço se comportaria como rocha intacta, dependendo apenas das características intrínsecas do material, como coesão e ângulo de atrito. Mas na realidade a resistência, a deformabilidade, a estabilidade, e a permeabilidade entre outras propriedades do maciço rochoso, estão muito mais associadas à natureza das descontinuidades do que à rocha

propriamente dita (Serra Júnior e Ojima, 1998). Descontinuidade é um termo geral que engloba feições geológicas que interrompem a continuidade física do meio rochoso, como fraturas, falhas, acamamentos, contatos, foliações e xistosidades. Ela pode ser definida como qualquer superfície natural em que a resistência a tração é nula ou muito baixa (ISRM, 1978). Os principais tipos de descontinuidades são falhas e fraturas. As fraturas, ou juntas, caracterizam-se por ser um plano de quebra da continuidade da rocha sem movimentação relativa significativa entre os blocos. Um conjunto de fraturas com a mesma orientação e origem forma uma família. A falha é um plano onde ocorreu deslocamento de um bloco em relação ao outro.

Segundo Gabrielsen (1990), qualquer pessoa que esteja trabalhando com o estudo de rochas, independentemente da escala utilizada, irá ter que lidar com descontinuidades, sejam fraturas ou falhas. Segundo o autor, as descontinuidades representam a parte mais fraca do corpo rochoso, e o local onde todos os tipos de processos geológicos (geoquímico, termal e mecânico) podem interagir.

Orientação

O parâmetro de Orientação corresponde à atitude de um plano de descontinuidade no espaço. É descrito pela direção e o mergulho do plano. De acordo com Magalhães e Cella (1998), a direção é definida pelo ângulo entre o Norte e a linha de intercessão do plano da descontinuidade, com o plano horizontal, e o mergulho é o ângulo de inclinação do plano com o plano horizontal. A reta do mergulho é a reta de máxima inclinação no plano, perpendicular à direção.

Número de famílias

Um conjunto de descontinuidades com mesma orientação e origem caracteriza uma família de fraturas. Quando ocorre mais de uma família elas são numeradas, de acordo com o grau de importância para estudo. O conjunto das famílias de um determinado local define um sistema de fraturas.

Persistência

Segundo a ISRM (1978), a persistência implica na extensão ou dimensão de uma descontinuidade em um plano, e pode ser quantificada observando-se o comprimento do traço da descontinuidade em uma superfície exposta do maciço. As descontinuidades podem ter

seus traços acabando em outras descontinuidades, ou terminando na própria rocha. De acordo com Serra Junior e Ojima (1998), “a persistência tem especial influência na resistência ao cisalhamento dos maciços rochosos, com importância decisiva em certas situações de taludes e fundações de barragens”. A ISRM sugere a terminologia apresentada na Tabela 4 para a classificação da persistência das descontinuidades.

Tabela 4 - Classificação de persistência (ISRM, 1978)

Espaçamento (m)	Descrição
<1	Persistência muito baixa
1 – 3	Persistência baixa
3 – 10	Persistência média
10 – 20	Persistência alta
>20	Persistência muito alta

Contudo, a persistência é um parâmetro difícil de ser utilizado na prática, quando não se dispõe de afloramentos extensos para a observação das descontinuidades, ou quando o estudo é feito sobre testemunhos de sondagem.

Alteração das paredes das descontinuidades

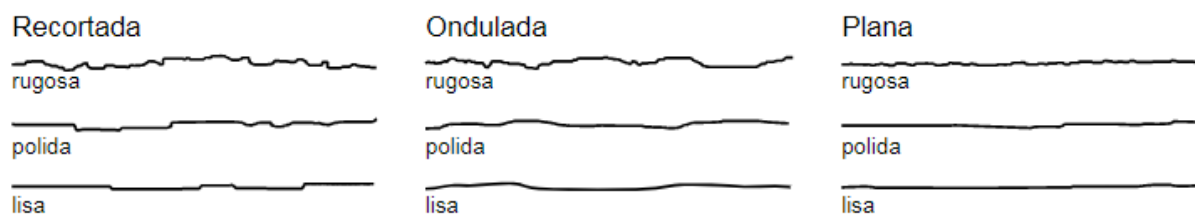
A alteração do maciço rochoso não ocorre de forma homogênea. Ela ocorre inicialmente nas áreas aflorantes do maciço, e pelas descontinuidades por onde há a possibilidade de percolação de água. A descrição da alteração das paredes é dada pelo grau de alteração da rocha, e pela espessura que a alteração apresenta.

Rugosidade

A rugosidade dos planos de uma descontinuidade é, de maneira geral, caracterizada pelas ondulações e irregularidades dos planos. De acordo com Serra Junior e Ojima (1998), a rugosidade “influência especialmente a resistência ao cisalhamento, sobretudo quando se trata

de descontinuidades não preenchidas, conferindo um incremento ao ângulo de atrito, até um nível de tensões a partir do qual se verifica a ruptura”. A rugosidade é quantificada de acordo com seu perfil geométrico, conforme a Figura 1 ilustra.

Figura 1- Perfis de rugosidade



Fonte: Barton *et al.* 1974 apud Serra Junior e Ojima, 1998)

Abertura

A abertura corresponde à distância perpendicular que separa as duas paredes de uma descontinuidade, onde o espaço entre elas pode ser preenchido por ar, água ou outro material de preenchimento. A ISRM (1978) sugere a terminologia apresentada na Tabela 5 para a classificação da abertura de descontinuidades.

Tabela 5- Classificação de aberturas de descontinuidades (ISRM, 1978)

Abertura	Descrição	
< 0.1 mm	Muito apertada	
0.1 – 0.25 mm	Apertada	Fechadas
0.25 – 0.5 mm	Parcialmente apertada	
0.5 – 2.5 mm	Aberta	
2.5 – 10 mm	Moderadamente larga	Abertas
>10 mm	Larga	
1 – 10 cm	Muito larga	
10 – 100 cm	Extremamente larga	Afastadas
>1 m	Cavernosa	

Preenchimento

Preenchimento é o termo usado para designar o material presente entre as paredes de uma descontinuidade. O tipo de preenchimento encontrado tem papel importante no comportamento do maciço rochoso, principalmente com relação à resistência ao cisalhamento e à permeabilidade. Segundo Serra Junior e Ojima (1998), a caracterização do preenchimento deve conter a espessura, a caracterização de seus constituintes (granulação, mineralogia, textura, cor) e outras informações que se mostrarem relevantes.

Espaçamento

Segundo Magalhães e Cella (1998), o espaçamento refere-se à quantidade de descontinuidades por unidade de medida. Por definição (Brown, 1981 apud Magalhães e Cella), o espaçamento é considerado como a distância perpendicular entre duas descontinuidades de uma mesma família, geralmente se referindo à média de espaçamentos da família. A terminologia proposta pela ISRM (1978) é dada na Tabela 6.

Tabela 6 - Classificação de espaçamento (ISRM, 1978).

Espaçamento (mm)	Descrição	
< 20	Espaçamento extremamente fechado	Fechadas
20 – 60	Espaçamento muito fechado	
60 – 200	Espaçamento fechado	
200 – 600	Espaçamento moderado	Abertas
600 – 2000	Espaçamento aberto	
2000 – 6000	Espaçamento muito aberto	
> 6000	Espaçamento extremamente aberto	

Grau de Fraturamento

Quanto ao grau de fraturamento de um maciço rochoso há vários critérios razoavelmente semelhantes entre si que caracterizam, o espaçamento entre diaclases. O grau de fraturamento expressa a quantidade de fraturas por metro linear de maciço. Este parâmetro é utilizado principalmente na descrição de testemunhos, diferindo do espaçamento por não estar relacionado à distância perpendicular entre fraturas de uma mesma família, mas sim refletindo a quantidade de pedaços em que o maciço ficou fragmentado.

Em geral, o grau de fraturamento é dividido em 5 classes correspondendo cada uma às designações de F1 a F5. Apresenta-se na Tabela 7 a classificação do grau de fraturamento elaborada pela comissão da ISRM.

Tabela 7 - Grau de fraturamento segundo Guidicini et al, 1972a

Grau	Denominação	Número de fraturas
F1	Ocasionalmente fraturada	0 a 1
F2	Pouco fraturada	2 a 5
F3	Mediamente fraturada	6 a 10
F4	Muito fraturada	11 a 20
F5	Extremamente fraturada	Em fragmentos (>20)

Fonte: ABGE

Rock Quality Designation – RQD

O RQD inicialmente introduzido por Deere et al (1967, apud Serra Junior e Ojima, 1998) como uma forma de classificação de maciços rochosos, acabou se tornando um dos parâmetros utilizados por outras classificações. O RQD é definido como a percentagem de pedaços de testemunho de rocha intactos maiores ou iguais a 10 cm, e pelo comprimento do avanço da perfuração em uma manobra. Para isto, o testemunho deve ter tamanho mínimo NW (54,7mm) e ser perfurado com barrete duplo-livres para rochas duras a medianamente duras:

$$RQD = \sum \frac{p}{n} \times 100 \quad (1)$$

Onde: p = comprimento das peças maiores que 10 cm;

n = comprimento da manobra de avanço da perfuração;

No Brasil utiliza-se uma variação do RQD, o IQD (Índice de qualidade da Rocha), que utiliza os comprimentos dos trechos com espaçamento homogêneo de descontinuidade, com o

comprimento mínimo de 0,5 metros, ao invés de considerar o comprimento total da manobra (Serra Junior e Ojima, 1998)

Relacionado com os graus de alteração e fraturamento, Deere (1967) desenvolveu um sistema de classificação baseado num índice que designou por R.Q.D. (Rock Quality Designation), indicativo da qualidade de maciços rochosos, definido a partir dos testemunhos de sondagens realizadas com recuperação contínua de amostra. A Tabela 8 mostra a classificação dos maciços rochosos com base no R.Q.D.

Tabela 8 - Classificação dos maciços rochosos com base no RQD

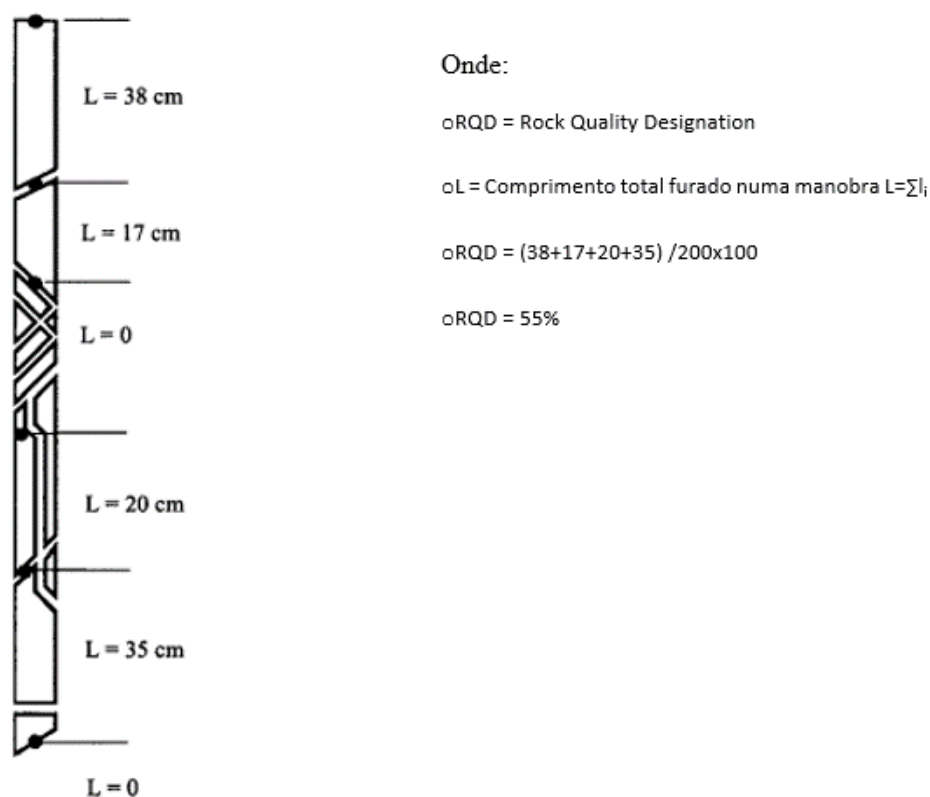
Rock Quality Designation (RQD)	
Porcentagem	Qualidade da rocha
100-91	Excelente
90-76	Boa
75-51	Regular
50-26	Pobre
25-0	Muito pobre

Fonte: ABGE

Este índice, é definido como a porcentagem determinada pelo quociente entre o somatório dos pedaços de testemunhos de rocha com comprimento superior a 10 cm e o comprimento total perfurado em cada manobra.

$$RQD(\%) = \left(\frac{\sum l_i(> 10 \text{ cm})}{L} \right) \times 100 \quad (2)$$

Figura 2 - Exemplo ilustrativo do cálculo do RQD



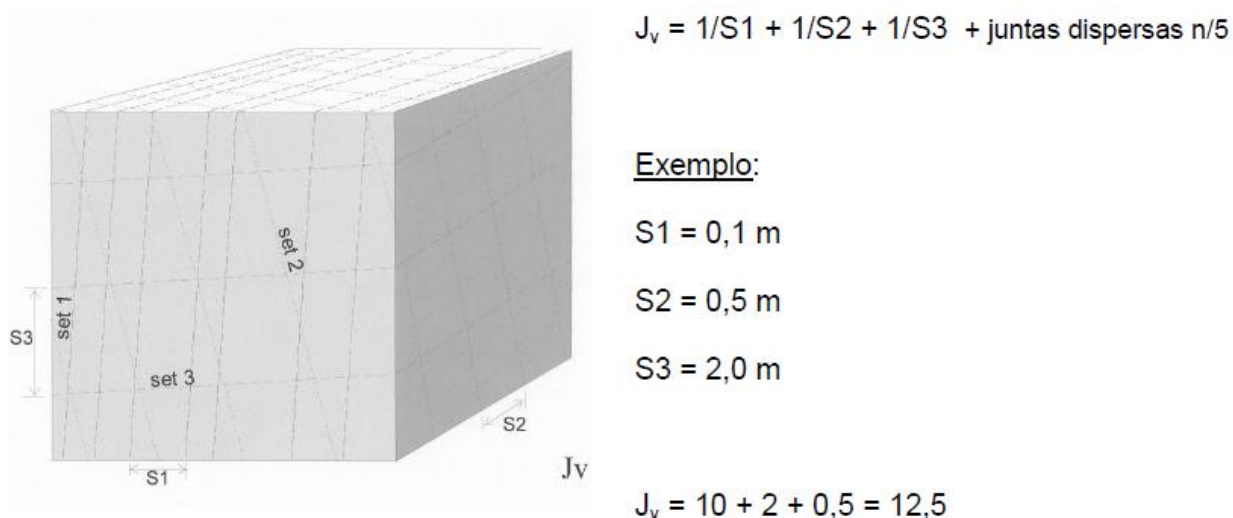
Fonte: ABGE

Outra forma de se determinar o R.Q.D. é utilizando a correlação proposta por Palmström (1982) em que considera o índice volumétrico (J_v) que é somatório do número de descontinuidades por unidade de comprimento para o conjunto das famílias. Como o R.Q.D. é um parâmetro dependente da direção de amostragem, seu valor pode variar significativamente em função da orientação das sondagens. Através do índice volumétrico proposto por Palmström (1982), pode apresentar-se como benéfico por reduzir tal dependência pode ser obtido através da equação:

$$RQD = 115 - 3,3J_v \quad (3)$$

onde J_v representa o índice volumétrico, conforme ilustrado na Figura 3.

Figura 3: exemplo ilustrativo do cálculo do índice volumétrico de RQD (ABGE)



Fonte: ABGE

Os métodos detalhados para descrição de descontinuidades podem ser encontrados em trabalhos da ISRM (1978), Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental - ABGE (1983) e Serra Junior e Ojima (1998).

2.1.2 Classificação de Maciços Rochosos

É nas primeiras fases de estudo de um projeto, onde ainda são poucas as informações sobre o maciço rochoso, que o uso da classificação de maciços traz grandes benefícios, e serve como um checklist que assegura que todas as informações relevantes sejam consideradas. Contudo, a utilização da classificação não deve e nem pode ser a única fonte de informação na elaboração do projeto (Hoek, 2000).

Nieble e Francis (1976) consideram que os sistemas classificatórios se dividem em duas categorias, uma que considera o meio rochoso independente da sua utilização, e outra que considera o tipo de obra em questão. Muitos dos problemas que surgiram no passado com os sistemas de classificação devem-se ao caráter genérico das classificações, com a rocha sendo classificada comumente por suas características mineralógicas e petrológicas, sendo que nessas classificações a rocha precisava ser reinterpretada para os diferentes usos na engenharia (Kirkaldie, 1988). Portanto, as classificações devem ser completas, isto é, todos os itens relevantes devem constar na classificação; as categorias devem ser mutuamente exclusivas, ou seja, cada item a ser classificado deve constar em apenas uma categoria; e o

critério usado para a distinção das categorias deve ser aplicado em toda a classificação (Picuns, 1988).

Para Ojima (1982) não tem sentido a procura por uma classificação universal, o que deve ter um caráter universal é a metodologia, permitindo elaborar uma classificação adequada para cada conjunto de situações.

Uma classificação geotécnica de meios rochosos depende do campo de aplicação da obra (superficial ou subterrânea), da etapa de projeto e o nível de detalhe do estudo, da disponibilidade de recursos, do grau de desenvolvimento do meio técnico em que a classificação é feita, e da natureza do meio rochoso em estudo e seu nível de complexidade (Guidicini et al, 1972a).

As classificações de maciços rochosos mais sistematizadas remontam da década de quarenta, com o trabalho de Terzaghi (1946) para o projeto de suportes metálicos em túneis, onde a carga de rocha suportada era estimada com base em classificações descritivas. São destacadas as descrições dos maciços rochosos feitas na classificação de Terzaghi, onde são consideradas as características dominantes do comportamento do maciço rochoso, especialmente em condições em que a gravidade é a força dominante.

Lauffer (1958, apud Hoek) introduziu o conceito de tempo de autossustentação (stand-up time) para um vão livre sem suporte, relacionado com a qualidade do maciço rochoso. Essa classificação, voltada principalmente para escavações de túneis, parte do princípio que um aumento no vão do túnel leva a uma significativa redução do tempo disponível para a instalação do suporte. A classificação de Lauffer foi sendo modificada ao longo dos anos por diversos autores, e hoje é parte do método construtivo de túneis conhecido como NATM (New Australian Tunnelling Methods).

Wickham et al (1972, apud Hoek 2000) desenvolveram um método quantitativo de descrever a qualidade de um maciço rochoso com base na classificação RSR (Rock Structure Rating), e introduzem o conceito de classificar os maciços a partir de notas atribuídas a cada uma de suas características, definindo um valor numérico total (RSR) para cada classe. Os parâmetros avaliados nesta classificação incluem a geologia do maciço (tipo de rocha, dureza e estruturas), a geometria das discontinuidades (espaçamento, orientação e relação com a direção da escavação) e o efeito da ação das águas subterrâneas.

Deere et al (1967, apud Hoek 2000) propôs o RQD (Rock Quality Designation), que descreve a qualidade de um testemunho de sondagem baseado no seu grau de fraturamento.

Inicialmente desenvolvido para ser um sistema de classificação para construção de túneis e estimar suportes, este índice passou a ser usado como parâmetro padrão para diversas outras classificações. Segundo Deere e Deere (1988) o RQD foi proposto em uma época em que a informação sobre a qualidade da rocha era obtida apenas por descrições geológicas dos maciços, ou através da porcentagem de recuperação de furos de sondagem.

A conceituação de termos como caracterização, classificação geológico-geotécnica, classificação geomecânica e compartimentação, são definidos por Monticelli (1983) como:

- Caracterização de Maciço Rochoso: levantamento das características geológicas (litologia e estruturas), geotécnicas (recuperação, fraturamento, alteração etc.) e mecânicas (obtidos através de ensaios) do maciço rochoso.
- Classificação Geológico-Geotécnica: elege características representativas do maciço (parâmetros de classificação) com os quais se estabelecem unidades, zonas ou compartimentos, que correspondem às classes formadas pelas variações dos parâmetros.
- Classificação Geomecânica ou Modelo Geomecânico: estabelece parâmetros ou índices mecânicos às classes ou unidades de maciço, para utilização direta no projeto.
- Compartimentação: estabelece unidades que sintetizam de maneira clara e relevante os condicionantes geológicos-geotécnicos importantes para a finalidade do estudo, que podem ser obtidos a partir da caracterização ou da classificação do maciço rochoso.

Nieble e Francis (1976) consideram como caracterização do maciço rochoso a coleta de todas as informações, sejam elas feições litológicas, estruturais, índices e propriedades físicas, enquanto a classificação coleta apenas as informações definidas como critérios pelo sistema utilizado.

Abrangendo o conceito de compartimentação, segundo Monticelli (1983), a compartimentação geológico-geotécnica em projetos de fundação de barragens, tem por finalidade o levantamento das condições de fundação das obras, sendo que também são utilizados para estudos de áreas de empréstimo, estabilidade de taludes e aberturas de canais e túneis. As preocupações básicas são a determinação da capacidade de carga dos solos e das rochas, as suas características de resistência aos processos convencionais de escavação e os aspectos gerais da permeabilidade dos materiais, principalmente referentes à sua estanqueidade. A compartimentação de maciços rochosos pode ser feita através de unidades

geológico-geotécnicas ou de classes de maciços, sendo para isso realizadas investigações de superfície, subsuperfícies e ensaios de laboratório condizentes com as necessidades do projeto.

Em 1973 Bieniawski desenvolveu o Sistema RMR, enquanto Barton em 1974 desenvolveu o Sistema Q. Ambos utilizam a ideia de classificação do maciço com atribuição de notas, e se baseiam na experiência obtida em casos históricos. Os Sistemas RMR e Q são os sistemas de classificação geomecânica mais utilizados até hoje.

Para Bieniawski (1976), as classificações de maciços rochosos são necessárias para avaliar as condições dos maciços para fins de engenharia, e se tornaram bem aceitas pela comunidade científica, pois permitem correlacionar as experiências de condições de maciços de um local com as encontradas em outro. Nenhum parâmetro isolado pode descrever completa e adequadamente um maciço rochoso para fins de engenharia. Vários fatores têm diferentes significados, e somente uma combinação de fatores pode descrever um maciço satisfatoriamente. Para selecionar os parâmetros geológicos é importante que eles sejam não só os mais significativos do ponto de vista da engenharia, mas também que possam ser medidos e verificadas no campo, a fim de evitar opiniões pessoais e observações qualitativas.

2.1.3 Compartimentação Geológica

Embora existam outras classificações geomecânicas, para o desenvolvimento deste trabalho foram abordados apenas os dois tipos recomendados por DER/SP (2005c), os quais são recorrentes na prática da engenharia brasileira, orientando que se deve realizar a classificação geomecânica do maciço para dimensionamento dos suportes e revestimentos do túnel, no mínimo indicando os Índice Q, proposto por Barton, Lien e Lund (1974), e o RMR (do inglês – Rock Mass Rating), desenvolvido por Bieniawski (1989), assim como os modelos da compartimentação geomecânica amplamente empregados na concepção mundial de túneis.

Classificação de Barton – Sistema Q

O sistema Q de classificação de maciço rochoso foi desenvolvido por Barton, Lien e Lunde (1974), baseados na análise de 212 casos históricos de túneis, dos quais mais de 30 casos incluíam túneis permanentemente sem suportes. Este sistema avalia numericamente a qualidade do maciço rochoso considerando seis fatores relevantes:

- (I) RQD;
- (II) Número de famílias de juntas;
- (III) Rugosidade das juntas;
- (IV) Grau de alteração e preenchimento das juntas;
- (V) Fluxo interno d'água; e
- (VI) Condições de tensões.

$$Q = \left(\frac{RQD}{J_n} \right) \times \left(\frac{J_r}{J_a} \right) \times \left(\frac{J_w}{SRF} \right) \quad (4)$$

Onde:

- RQD = Rock Quality Designation (DEERE, D. U.; DEERE, D. W., 1988)
- J_n = Índice de famílias de juntas
- J_r = Índice de rugosidade
- J_a = Índice de alteração
- J_w = Fator de redução devido a presença de água

SRF = Stress Reduction Factor.

Na equação, é possível verificar as correlações entre o tamanho dos blocos de rocha expressa no primeiro parêntese, a resistência ao cisalhamento no segundo e o terceiro leva em conta os esforços efetivos do maciço. Para cada parâmetro é atribuído um valor, conforme a Tabela 9 proposta por Barton et. al:

Tabela 9 - Parâmetros utilizados na classificação Q

(Continuação)

DESCRIÇÃO	VALOR	NOTA
1. Rock Quality Designation		RQD
A. Muito Pobre	0 - 25	i. Quando o valor de RQD for ≤ 10 (incluindo 0), um valor nominal de 10 deve ser utilizado para se calcular o Q ii. Intervalos de RQD de 5 são suficientemente precisos.
B. Pobre	25 - 50	
C. Aceitável	50 - 75	
D. Boa	75 - 90	
E. Excelente	90 - 100	
2. Índice de famílias de descontinuidades		J_n
A. Rocha maciça, nenhuma ou poucas descontinuidades	0,5 - 1,0	i. Para interseções utilizar $3 \times J_n$ ii. Para emboques utilizar $2 \times J_n$.
B. Uma família de descontinuidades	2	
C. Uma família mais descontinuidades esparsas	3	
D. Duas famílias de descontinuidades	4	
E. Duas famílias mais descontinuidades esparsas	6	
F. Três famílias de descontinuidades	9	
G. Três famílias mais descontinuidades esparsas	12	
H. Quatro ou mais famílias, descontinuidades esparsas, maciço muito fraturado, poliedros irregulares	15	
I. Rocha fragmentada, "brita"	20	

3. Índice de rugosidade		J _r	
a. Paredes das descontinuidades em contato			
b. Paredes com menos de 10 cm de cisalhamento			
A.	Juntas descontinuas	4	
B.	Rugosa ou irregular, ondulada	3	
C.	Suave, ondulada	2	
D.	Polida, ondulada	1,5	
E.	Rugosa ou irregular, plana	1,5	
F.	Lisa, plana	1	
G.	Polida, plana	0,5	
c. Sem contato entre as paredes quando cisalhada			
H.	Zona contendo argilominerais com espessura suficiente para impedir contato entre paredes	1,0 (nominal)	
J.	Arenosa ou fragmentada com espessura suficiente para impedir contato entre paredes	1,0 (nominal)	
			i. Somar 1,0 se o espaçamento médio das descontinuidades principais for maior que 3 m
			ii. J _r igual a 0,5 pode ser usado para descontinuidades polidas e planas contendo lineações, se estas estiverem orientadas na direção de menor resistência
4. Índice de alteração		J _a	Ø _r (aprox.)
a. Contato entre paredes			
A.	Paredes compactas, duras, com preenchimento impermeável (quartzo e calcita, por exemplo)	0,75	-
B.	Paredes sãs, somente com leve descoloração	1	23° - 35°
C.	Paredes pouco alteradas, sem minerais brandos recobrimdo, sem argila e rocha desintegrada	2	25° - 30°
D.	Paredes com silte ou partículas areno-argilosas, pouca argila	3	20° - 25°
E.	Paredes com argilominerais brandos com baixo atrito, como caulinitas, micas, gipsitas e pequenas quantidades de argilas expansivas.	4	8° - 16°
b. Paredes com menos de 10 cm de cisalhamento			
F.	Paredes com preenchimento de partículas arenosas e rochas desintegradas	4	25° - 30°
G.	Paredes com preenchimento de argila bem consolidada (contínuo, mas com espessura < 5 mm)	6	16° - 24°
H.	Paredes com preenchimento de argilominerais pouco a mediamente consolidados (contínuo, mas com espessura < 5 mm)	8	12° - 16°
J.	Paredes com preenchimento de argila expansiva, como montmorillonita (contínuo, mas com espessura < 5 mm). O valor de J _a depende da % de argila expansiva e acesso à água etc.	8,0 - 12,0	6° - 12°
c. Sem contato entre as paredes quando cisalhada			
K, L, M.	Zonas ou faixas com rochas desintegradas ou fragmentadas e argila (ver G, H, J para descrição das condições do material)	6,0, 8,0 ou 8,0 -12,0	6° - 24°
			i. Valores do ângulo de atrito residual (Ø _r) trata-se de um guia aproximado das propriedades mineralógicas dos produtos de alteração, se presentes

argiloso)

N. Zonas ou faixas com materiais argilo siltosos ou argiloarenosos, com pouca fração de argila 5

4. Índice de alteração**J_a****Ør (aprox.)**

O, P, Q. Espessa, zona ou faixa de argila contínua (ver G, H, J para descrição das condições do material argiloso) 10, 13 ou 13 - 20 6° - 24°

5. Fator de redução devido a presença de água**J_w****Pressão de água
aprox. (kgf/cm²)**

A. Escavação seca ou gotejamento, isto é, < 5 l/min localmente 1 < 1,0

B. Vazão média ou pressão que ocasionalmente carregue o preenchimento das descontinuidades 0,66 1,0 - 2,5

C. Vazão ou pressão elevadas em rocha competente sem preenchimento 0,5 2,5 - 10,0

D. Vazão ou pressão elevadas com carreamento do preenchimento das descontinuidades 0,33 2,5 - 10

E. Fluxo ou pressão elevados após detonação, diminuindo com o tempo 0,2 - 0,1 >10

F. Pressão ou fluxo elevados, sem redução 0,1 - 0,05 >10

I. Fatores C a F são estimados. Aumentar J_w se forem instalados drenos

II. Problemas especiais relacionados à formação de gelo não são considerados.

6. Stress Reduction Factor**SRF**

a. Zonas de fraqueza interceptando a escavação, asquais podem causar queda de blocos de rocha quando o túnel é escavado

A. Múltiplas ocorrências de zonas fracas com argila ou rocha quimicamente desintegrada, muito material solto na superfície da rocha 10

B. Única zona de fraqueza com argila ou rocha desintegrada (profundidade ≤ 50 m) 5

C. Única zona de fraqueza com argila ou rocha desintegrada (profundidade > 50 m) 2,5

i. Reduzir os valores de SRF em 25% - 50% caso zonas de cisalhamento influenciam sem interceptar a escavação

D. Múltiplas zonas cisalhadas e rocha competente, sem argila; material solto na superfície da rocha (qualquer profundidade) 7,5

E. Única rocha cisalhada em rocha competente, sem argila (profundidade ≤ 50 m) 5

F. Única rocha cisalhada em rocha competente, sem argila (profundidade > 50 m) 2,5

ii. Para campos de esforços fortemente anisotrópicos (se medidos):

Quando $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, reduzir σ_c para $0,8\sigma_c$ e σ_t para $0,8\sigma_t$.

Quando $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, reduzir σ_c e σ_t para $0,6\sigma_c$ e $0,6\sigma_t$.

G. Juntas abertas e muito fraturadas (qualquer profundidade) 5

b. Rocha competente; problemas de tensão do maciço

H. Baixa tensão, próximo a superfície 2,5

Onde:

➤ σ_c = resistência a compressão simples

J. Média tensão 1,0

K. Alta tensão, estrutura muito fechada 0,5 - 2,0

➤ σ_t = resistência a tração (carga pontual)

L. Moderado deslocamento (rocha maciça) 5 - 10

➤ σ_1 e σ_3 são os esforços maior e menor, respectivamente

M. Intenso deslocamento (rocha maciça) 10 - 20

c. Rocha espremida: plastificação de rochas incompetentes causado por altas pressões de rocha		σ_c/σ_1	σ_t/σ_1
N. Moderada pressão da rocha espremida	5 - 10	>200	>13
O. Alta pressão da rocha espremida	10 - 20	200-10	13-0,66
d. Expansibilidade de rochas: expansão química		10-5	0,66-0,33
dependendo da presença de água		5-2,5	0,33-0,16
P. Moderada pressão de expansão	5 - 10	<2,5	<0,16
R. Alta pressão de expansão	10 - 15	iii. Alguns casos históricos disponíveis onde a profundidade da abóbada abaixo da superfície é menor do que a largura da escavação, sugere que o SRF seja incrementado de 2,5 para 5 (ver caso H)	

Fonte: Barton, Lien e Lunde (1974). Elaboração: Próprio autor.

Os índices para os coeficientes de rugosidade (Jr) e de alteração (Ja) devem ser analisados para a família de descontinuidades que se apresente na condição mais desfavorável à estabilidade. A nota final obtida para o maciço pode variar entre 0,001 até 1000, abrangendo as diversas variações dos maciços rochosos. Com a nota final pode-se relacionar o maciço à uma das nove classes, conforme a Tabela 10. O objetivo do sistema Q é determinar o tipo de suporte necessário para um túnel, a partir da relação entre a classificação do maciço, a dimensão do vão e a finalidade do túnel. Essa relação determina 38 categorias para as quais são propostos os tipos de suporte necessários.

Tabela 10- Valores de Q – Classificação geomecânica de BARTON et al, (1974)

PADRÃO GEOMECÂNICO DO MACIÇO	ÍNDICE Q
Excepcionalmente pobre	< 0,01
Extremamente pobre	0,01 - 0,1
Muito pobre	0,1 - 1,0
Pobre	1,0 - 4,0
Regular	4,0 - 10,0
Bom	10,0 - 40,0
Muito bom	40,0 - 100,0
Extremamente bom	100,0 - 400,0
Excepcionalmente bom	> 400,0

Fonte: Barton, Lien e Lunde (1974). Elaboração: Próprio autor

Classificação de Bieniawski – Sistema RMR

Desenvolvido por Bieniawski em 1973, o sistema RMR (Rock Mass Rating), um dos primeiros sistemas de classificação geomecânica, foi sendo modificado com a inclusão de novos parâmetros, sendo hoje utilizada a classificação publicada em 1989. É baseada em seis parâmetros:

- (I) Resistência da rocha intacta;
- (II) RQD;
- (III) Espaçamento de fraturas;
- (IV) Condição das fraturas;
- (V) Água subterrânea; e
- (VI) Orientação das descontinuidades.

De acordo com Bieniawski (1989), para que a classificação RMR seja corretamente obtida, primeiramente é necessária a separação do maciço rochoso em porções homogêneas e, na sequência, são atribuídas notas para cinco parâmetros avaliados, conforme mostra a seção A da Tabela 11.

Tabela 11- Parâmetros de classificação RMR

A – PARÂMETROS DE CLASSIFICAÇÃO E SEUS PESOS								
PARÂMETROS		INTERVALO DE VALORES						
1	Resistência do material intacto	Índice de resistência a carga pontual (MPa)	> 10	4 - 10	2 - 4	1 - 2	Para valores baixos, é o teste de compressão uniaxial	
		Resistência a compressão uniaxial (MPa)	> 250	100 - 250	50 - 100	25 - 50	5 - 25	1 - 5
	Peso	15	12	7	4	2	1	0
2	RQD	90 - 100	75 - 90	50 - 75	25 - 50	< 25		
	Peso	20	17	13	8	3		
3	Espaçamento das descontinuidades	> 0,6 m	0,6 m - 2 M	200 m - 600 Mm	60 mm - 200 mm	< 60 mm		
	Peso	20	15	10	8	5		
4	Condição das descontinuidades	Superfícies muito rugosas descontinuas, fechadas, paredes duras	Superfícies pouco rugosas, abertura < 1 mm, paredes duras	Superfície pouco rugosa, abertura < 1 mm, paredes moles	Superfícies estriadas ou preenchimento < 5 mm ou abertura de 1 mm - 5 mm, contínuas	Preenchimento mole > 5 mm ou abertura > 5 mm, contínuas		
		Peso	30	25	20	10	0	
5	Água subterrânea	Infiltração em 10 m de túnel (L/min)	0	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125	
		Relação entre a pressão da água na fratura e a tensão principal	0	< 0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,5	> 0,5	
	Condições gerais	Seco	Umedecido	Úmido	Gotejamento	Fluxo abundante		
	Peso	15	10	7	4	0		

Fonte: Bieniawski (1989). Elaboração: Próprio Autor (2022)

Sobre o somatório dos cinco pesos, adiciona-se a sexta pontuação, referente à influência das orientações de descontinuidades, que varia de acordo com o tipo de obra, de forma a obter o índice RMR. A Tabela 12 (seção B) exemplifica o efeito das orientações das descontinuidades em relação ao eixo e sentidos de escavação em túneis e aplicadas para fundações de barragens (Bieniawski e Orar, 1976).

Tabela 12- Influência da direção das Descontinuidades

B – PESO DE AJUSTE EM FUNÇÃO DA ORIENTAÇÃO DAS DESCONTINUIDADES						
Direção e mergulho das descontinuidades	Muito favorável	Favorável	Aceitável	Desfavorável	Muito desfavorável	
Peso	1. Túneis	0	-2	-5	-10	-12
	2. Fundações	0	-2	-7	-15	-25
	3. Taludes	0	-5	-25	-50	-60

1. Efeito da direção geológica e do mergulho na construção de túneis

Perpendicular ao eixo do túnel		Paralela ao eixo do túnel	
Escavação no sentido do mergulho (Mergulho 45 a 90°)	Escavação no sentido do mergulho (Mergulho 20 a 45°)	Mergulho 20 a 45°	Mergulho 45 a 90°
Muito favorável	Favorável	Moderado/Aceitável	Muito desfavorável
Escavação contra o mergulho (Mergulho 45 a 90°)	Escavação contra o mergulho (Mergulho 20 a 45°)	Mergulho de 0 a 20° com qualquer direção	
Moderado/Aceitável	Desfavorável	Moderado/aceitável	

2. Efeito do mergulho geológica em fundações de barragens (Bieniawski e Orr, 1976)

Mergulho entre 0 e 10°	Mergulho entre 30 e 60°	Mergulho entre 10 e 30°		Mergulho entre 60 e 90°
		Jusante	Montante	
Muito favorável	Favorável	Moderado	Desfavorável	Muito desfavorável

Fonte: Bieniawski (1989). Elaboração: Próprio Autor (2022)

A nota final do maciço é dada pela somatória dos pesos dos parâmetros considerados, definindo as classes de maciços (Tabela 13). O sistema RMR associa ao final, para cada uma das cinco classes de maciço rochoso, uma estimativa do tempo médio de autossustentação e vão livre da seção para o caso de túneis, e os valores de coesão (em KPa) e de ângulo de atrito.

Tabela 13- Classificação e características dos maciços rochosos

C – CLASSE DE MACIÇOS ROCHOSOS DETERMINADA PELA SOMATÓRIA DOS PESOS					
Somatória dos pesos	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20
Descrição	Muito bom	Bom	Regular	Pobre	Muito pobre
Classe nº	I	II	III	IV	V
D – CARACTERÍSTICAS DOS MACIÇOS ROCHOSOS SEGUNDO A CLASSIFICAÇÃO RMR					
Classe nº	I	II	III	IV	V
<i>Stand-up time</i> médio	20 anos para abertura de 15 m	1 ano para abertura de 10 m	1 semana para abertura de 5 m	10 horas para abertura de 2,5 m	30 minutos para abertura de 1 m
Coesão da massa rochosa (kPa)	> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100
Ângulo de atrito (graus)	> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15

Fonte: Bieniawski (1989). Elaboração: Próprio Autor (2022)

Para atribuir o peso no parâmetro das condições das discontinuidades é necessário avaliar o conjunto de características que descrevem essas discontinuidades, conforme apresentado na Tabela 14.

Tabela 14- Condições das descontinuidades

1	Persistência	< 1m	1 a 3 m	3 a 10 m	10 a 20 m	>20 m
	Peso	6	4	2	1	0
2	Abertura	Nenhuma	< 0,1 mm	0,1 a 1 mm	1 a 5 mm	> 5 mm
	Peso	6	5	4	1	0
3	Rugosidade	Muito rugosa	Rugosa	Levemente	Lisa	Polida
	Peso	6	5	3	1	0
4	Preenchimento	Nenhum	Duro		Mole	
			< 5 mm	> 5 mm	< 5 mm	> 5 mm
	Peso	6	5	2	1	0
5	Grau de Alteração	Nenhum	Leve	Moderado	Alto	Decompondo
	Peso	6	5	3	1	0

Fonte: Bieniawski (1989). Elaboração: Próprio Autor (2022)

Segundo Bieniawski (1988), o RMR é um sistema de aplicação simples, e os parâmetros utilizados são facilmente obtidos em furos de sondagem ou em mapeamentos geológicos. O autor não recomenda utilizar a classificação caso não se disponha de todos os dados, e sugere aplicar no mínimo duas classificações no desenvolvimento de um projeto, com a finalidade de checar os resultados obtidos. Em discussão sobre o sistema RMR, Kirsten (1988) afirma que o sistema não é suficientemente sensível com relação a parâmetros individuais, exemplificando com uma situação hipotética, um maciço classificado como Bom, com uma nota de 79 pontos, e simulando uma situação pior com o mesmo maciço, apenas alterando as condições das descontinuidades, onde ele obtém uma nota 62, e continua com a mesma classificação, Bom.

Sen e Sadagah (2003) propõem a determinação dos valores de RMR de maneira contínua para a variação dos parâmetros, sem a divisão em classes de valores. Para isso utilizam gráficos que relacionam os valores dos parâmetros com seus respectivos pesos relativos. A partir destes gráficos, os autores propõem uma série de equações com as quais

podem ser obtidos os valores de pesos relativos. Da mesma forma, os autores propõem a determinação da estimativa do tempo médio de autossustentação (t), do vão livre da seção (S), da coesão (C) e do ângulo de atrito (θ) conforme as seguintes equações:

$$t = 1,19e^{0,178RMR} \quad (5)$$

$$S = RMR/18 \quad (6)$$

$$C = 3,625.RMR \quad (7)$$

Para $RMR \geq 20$, tem-se que o ângulo de atrito é dado por:

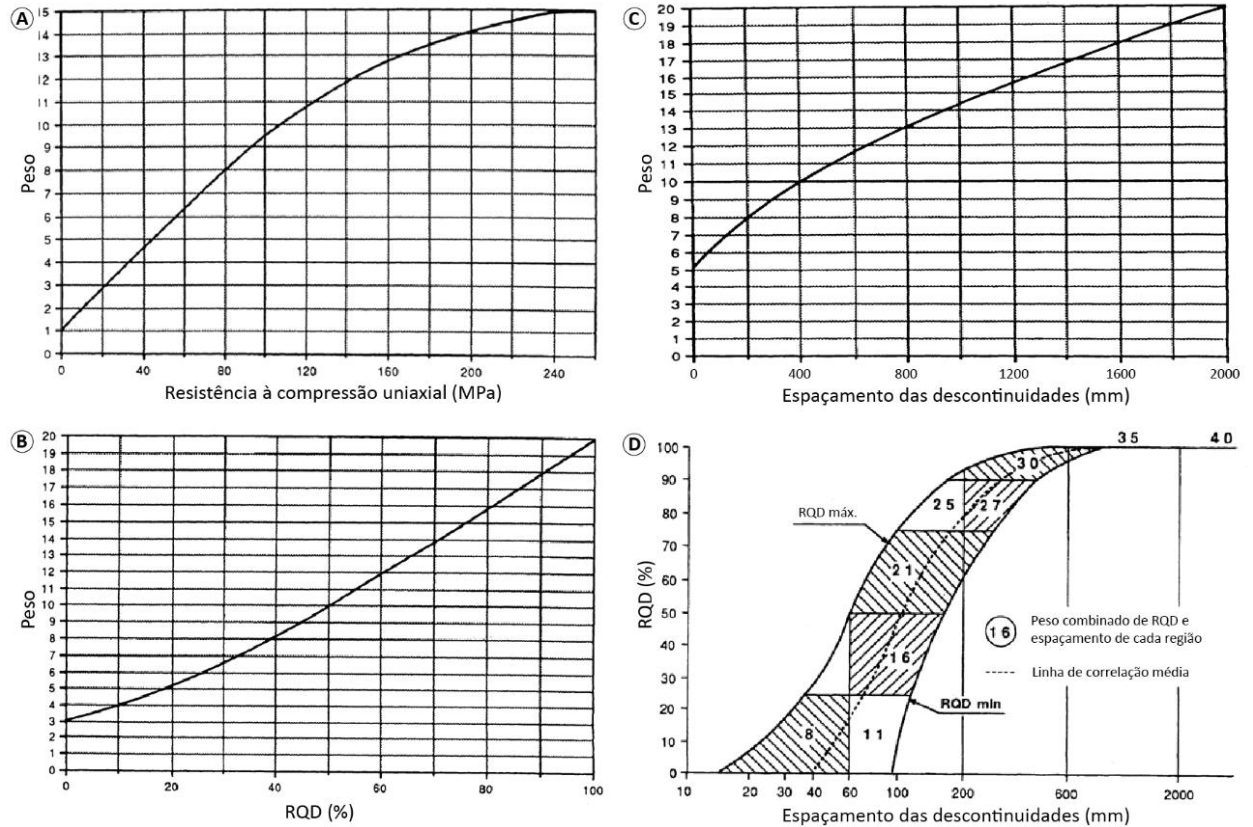
$$\theta = 25[1 + 0,01RMR] \quad (8)$$

enquanto para $RMR \leq 20$

$$\theta = 1,5RMR \quad (9)$$

Nesse sentido, os conjuntos de descontinuidades de cada seção-tipo do maciço são analisadas e suas classificações RMR obtidas conforme os pesos apresentados. No entanto, com o intuito de determinar o peso de alguns parâmetros com mais precisão, especialmente para casos limítrofes, Bieniawski (1989) também apresenta ábacos (gráficos A B e C da Figura 4), em que é possível obter os pesos inerentes à resistência à compressão uniaxial, ao RQD e ao espaçamento das descontinuidades, respectivamente. Além disso, o Gráfico D – desenvolvido com base nos dados de correlação de Priest e Hudson (1976) relativos ao RQD e ao espaçamento das descontinuidades – permite a estimativa de um dos parâmetros supracitados quando não se tem ambos.

Figura 4 – Gráficos para determinação dos pesos segundo a resistência à compressão uniaxial (A), RQD (B) e (C) espaçamento das descontinuidades, bem como de correlação entre RDQ e espaçamento das descontinuidades



Fonte: Bieniawski (1989, p. 61-62, tradução própria).

Ademais, tendo em vista que o peso relativo à orientação da descontinuidade é atribuído de forma qualitativa, a Tabela 15– baseada nos estudos de Wickham et al. (1972 apud BIENIAWSKI, 1989) – é indicada como referência na definição do efeito da direção e do mergulho das descontinuidades do maciço nas obras de túneis.

Tabela 15- Efeito da direção e do mergulho das descontinuidades em obras de túneis

Efeito da direção e do mergulho das descontinuidades em obras de túneis			
Mergulho (°)Direção	0 – 20°	20 – 45°	45 – 90°

Perpendicular ao eixo do túnel	A favor do mergulho	Aceitável	Favorável	Muito favorável
	Oposta ao mergulho	Aceitável	Desfavorável	Aceitável
Paralela ao eixo do túnel		Aceitável	Aceitável	Muito desfavorável

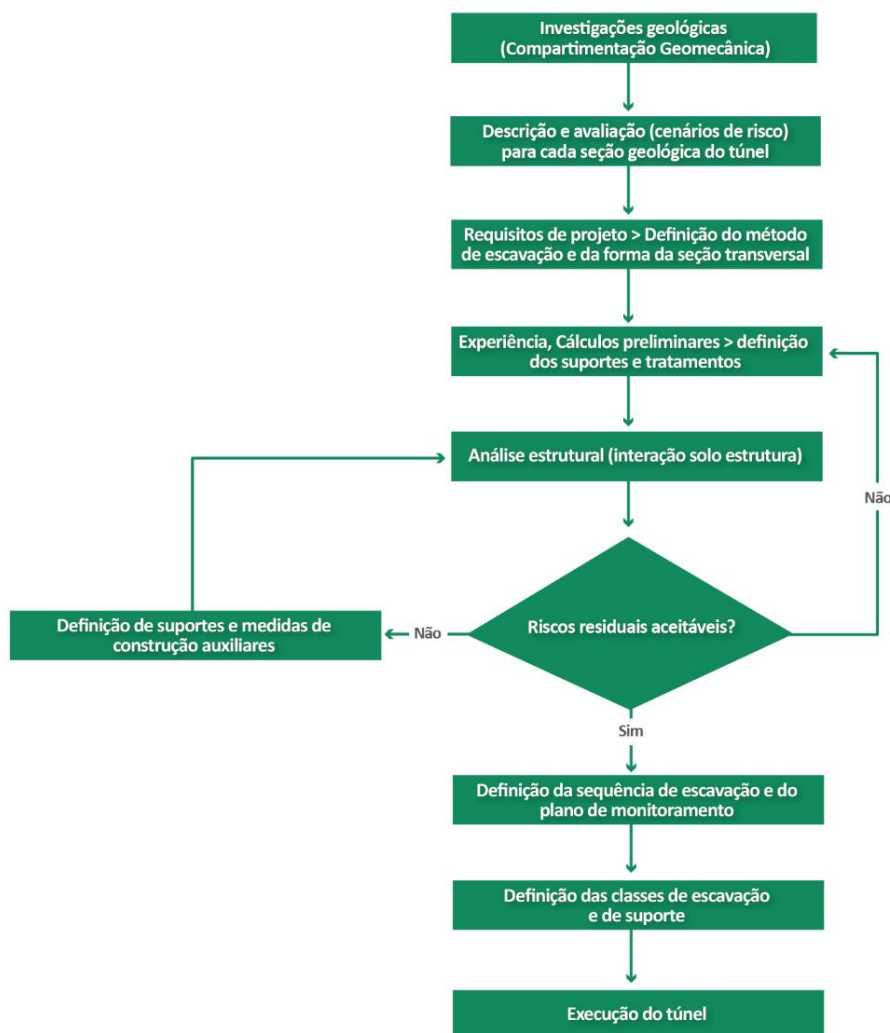
Fonte: Wickham et al. (1972) apud Bieniawski (1989). Elaboração: Próprio autor (2022)

2.2 MÉTODOS CONSTRUTIVOS

De acordo com a International Tunnelling and Underground Space Association (ITA, 2009) os métodos construtivos podem ser divididos em: (I) Convencional; (II) Mecanizado, (III) De superfície; (IV) Subaquático e (V) Métodos combinados.

A escolha do método de escavação do túnel e da face depende da descrição das condições do terreno e das limitações de projeto definidas ao longo das outras etapas, bem como dos aspectos ambientais e econômicos e da possível presença de estruturas na superfície. Para a alternativa de tunelamento convencional, a ITA propõe uma sequência de etapas para elaboração do projeto estrutural e de escavação, conforme a Figura 5 (ITA, 2009).

Figura 5 – Sequência de passos para elaboração do projeto estrutural e de escavação por tunelamento convencional.



Fonte: Adaptado de ITA (2009, p. 12)

Por ser considerado um conjunto de conceitos técnicos e filosóficos, no Método Convencional não há uma padronização da execução em si, pois ele está diretamente relacionado às condições geológicas-geotécnicas mapeadas na frente de escavação, do tipo de material encontrado e do comportamento registrado no monitoramento de cada avanço. O Método convencional é uma das opções mais convenientes, sobretudo em terrenos com condições muito variáveis, em projetos com diversos formatos de seções transversais e túneis curtos, bem como em projetos com elevado risco de entrada de água sobre pressão.

O processo básico utilizado na elaboração do projeto de um túnel consiste em estabelecer critérios para os vários elementos de projeto. O suporte inicial e final e os sistemas de revestimento são pontos críticos a serem considerados de acordo com as condições geológicas e o método construtivo adotado. Em muitas obras de túneis rodoviários, faz-se o uso de dois métodos de escavação, escavação de face inteira ou parcial, devido principalmente à existência de trechos com diferentes tipos de materiais ao longo do traçado do túnel. A primeira é utilizada para seções transversais menores e em terrenos em boas condições, com tempos de autossustentação (stand up times) longos. No entanto, com o avanço da tecnologia dos equipamentos, é possível executar seções maiores, com cerca de 70 m² a 100 m², em condições mais difíceis de rocha. Por sua vez, a escavação com face parcial é mais utilizada em seções transversais maiores, em solos e terrenos em condições desfavoráveis (ITA, 2009). Refere-se à escavação parcial, técnicas de detonação parcial, escavação por calota e rebaixo, escavação por galeria laterais (side drift) e fogo de bancada.

Por apresentar essa grande alternância nas possibilidades de tratamento e sucessivas atividades simultâneas, o método abre grande margem para falhas de execução, erros humanos ou de equipamentos, exigindo maior atenção quanto aos procedimentos adotados, levando sempre como premissa o sistema de classificação, a instrumentação, a curva característica do maciço e o suporte adotado.

Neste trabalho foi abordado detalhadamente o método convencional considerando a possibilidade de escavações em solo, trecho misto (solo e rocha) e em rocha. No Brasil, devido à grande heterogeneidade de maciços tropicais, dentre outros fatores, é o método mais adotado nos projetos de túneis rodoviários de pequena e média extensão, constituindo-se na solução mais adequada para os casos de escavação em solo ou em rocha muito mole e fraturada (maciço de classes IV e V comuns nas seções do emboque do túnel) associada à rocha sã (classe de maciço III, II e I) onde é possível utilizar o método de escavação a fogo.

2.2.1 Metodologia de escavação sequencial (NATM)

O Novo Método Austríaco de Tunelamento (NATM), também conhecido como Método Sequencial de Escavação (SEM, do inglês – Sequential Excavation Method) ou ainda Método do Concreto Projetado (SCM, do inglês – Sprayed Concrete Method) é uma

metodologia que se baseia na filosofia de que o solo (maciço) ao redor do túnel é usado como parte integrante do sistema de suporte. Este método permite escavações em qualquer momento, sendo flexível e adaptável às situações que exigem alterações nos sistemas de suporte estrutural durante a escavação de modo a acomodar praticamente qualquer tamanho de abertura.

De acordo com Kolymbas (2005), o NATM é um método em que são realizados procedimentos de escavação e suporte, bem como de melhoramento do terreno, dependendo das deformações. A partir do desenvolvimento de novas tecnologias, o conhecimento da mecânica das rochas e dos solos aliado a modernos equipamentos de investigação e técnicas de monitoramento permitem cada vez mais uma melhor descrição geomecânica do maciço a ser escavado, possibilitando uma definição mais segura e eficaz dos métodos construtivos.

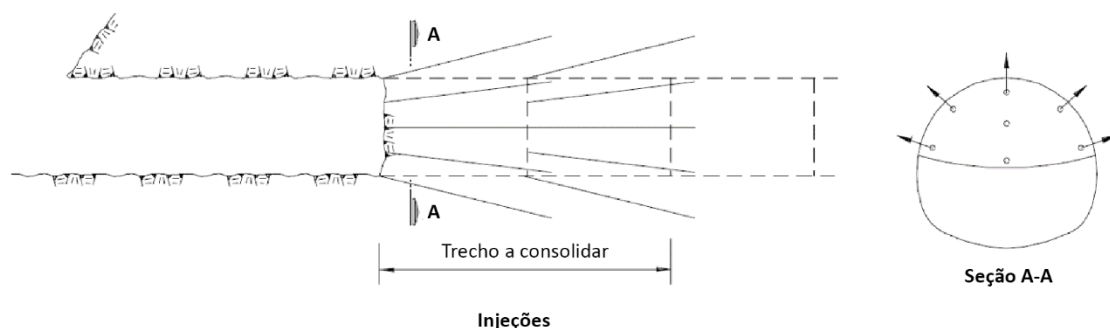
Entretanto, por mais bem detalhado que tenha sido o projeto do método construtivo, é durante a execução que se tem a verificação das condições reais que podem diferir do projeto final, dependendo do resultado atualizado do mapeamento geológico-geotécnico nas frentes de escavação. Durante o processo de escavação é comum que situações imprevistas no projeto ocorram, exigindo tratamentos e, até mesmo, reformulações de alguns critérios de projeto (CAMPANHÃ; BOSCOV, 1998).

Em maciços que apresentam condições muito precárias são aplicadas técnicas de melhoramento de solo que visam elevar as propriedades mecânicas do maciço terroso, temporariamente ou de forma definitiva, para que o processo de escavação seja facilitado. Dentre os mecanismos de reforço mais comuns, destacam-se as Injeções, o Jet grouting e o Ground freezing (congelamento do solo). Para a escolha e emprego das técnicas é necessário considerar respectivamente a viabilidade técnica, o custo e o prazo de execução (CAMPANHÃ; BOSCOV, 1998).

Injeções

Conforme o levantamento realizado durante a escavação acerca das discontinuidades, falhas, fraturas, fissuras e presença de material em decomposição é possível estabilizar a frente por meio de injeções (cimento ou silicato de sódio) capazes de consolidar o material escavado. A Figura 6 apresenta, simplificada, um esquema de injeção durante o ciclo de escavação.

Figura 6 - Trechos de túnel a consolidar por meio de injeções de calda de cimento



Fonte: Campanhã e Boscov (1998, p. 28)

Campanhã e Boscov (1998) mencionam que a área a ser tratada é que irá definir o comprimento dos furos e sua inclinação em relação ao eixo principal do túnel. Como dito anteriormente, as injeções são uma medida de melhoria e por isso a pressão de injeção especificada não deve causar instabilização do maciço com efeito contrário ao que se deseja.

Jet-grouting

O jet grouting é um método de rejuntamento (em alternância aos métodos comuns de rejuntamento – preenchimento de fissuras e juntas do maciço com graute) que utilizam jatos de alta pressão para causar uma desagregação do solo em profundidade e agregá-lo por uma mistura de solo escavado e argamassa de cimento (FHWA, 2009). Essa tecnologia de jateamento sob grande impacto considera o bombeamento do líquido sob uma pressão de 200 a 500 vezes a pressão atmosférica, conferindo resistência, deformabilidade e permeabilidade adequada ao maciço terroso de baixa propriedade (Hachich et al.,1998).

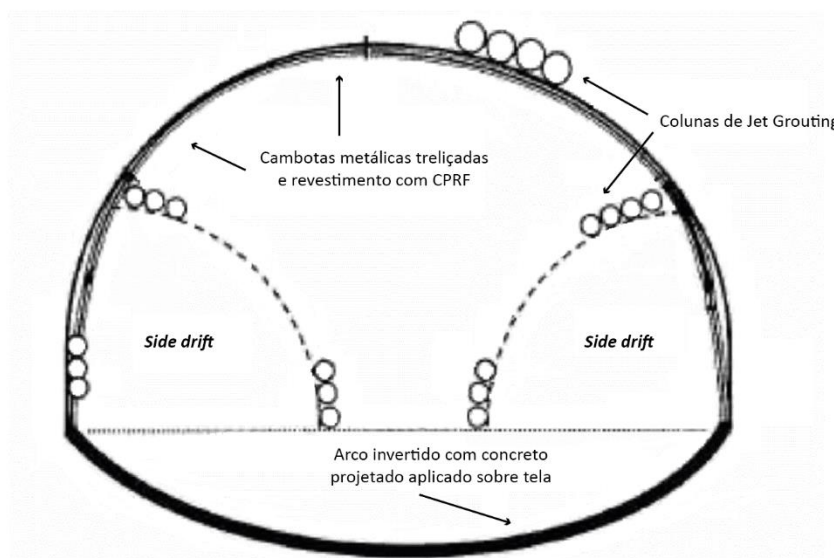
O líquido sob alta pressão sai através de bicos laterais presentes na ponta da sonda da perfuratriz e, portanto, o melhoramento é realizado por uma malha de pontos, compostos por cilindros de solo reforçados. Tais cilindros podem ser verticais ou horizontais e de diâmetros variados, sendo parcialmente sobrepostos até que o maciço todo atinja a qualidade desejada. Existem três técnicas de jet grouting:

- Jet grouting propriamente dito, CJG (do inglês – Column Jet Grout), com injeções sequenciais de água e calda cimentícia
- CCP (do inglês – Cement Churning Pile), onde há apenas a injeção de calda cimentícia.
- Super jet ou SSS-MAN (do inglês – Super Soil Stabilization Management), injeção dupla de emulsão água-ar e, posteriormente, calda cimentícia.

Em condição vertical, quaisquer desses tratamentos podem ser empregados. Na condição horizontal, costuma-se utilizar apenas o CCP, razão pela qual é denominado de CCPH. Esse tratamento, denominado de “enfilagem de bulbo contínuo” tem sido utilizado em condições de solos muito porosos e de baixa resistência, como por exemplo nos solos colapsáveis.

Nesse sentido, o melhoramento do maciço de solo é conseguido por meio de colunas individuais paralelas à direção de avanço no espelho do túnel (frente de escavação), (ITA, 2009). Conforme pode ser visualizado na Figura 7.

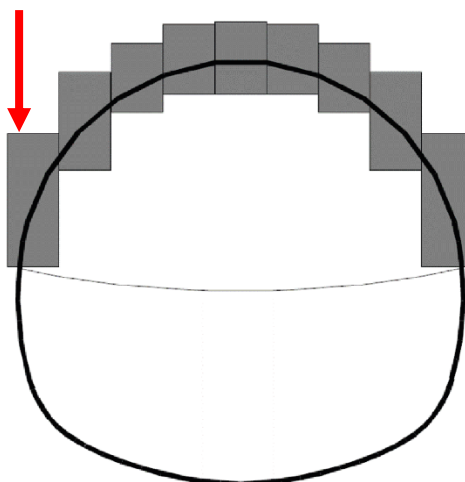
Figura 7- Aplicação de jet grouting na frente de escavação do túnel como técnica de melhoramento do solo



Fonte: Geraldi (2011, p. 237).

Devido à facilidade de execução e menor custo, a experiência brasileira mostra que é sempre preferível executar as colunas de forma vertical (Campanhã e Boscov, 1998), conforme Figura 8.

Figura 8- Aplicação do jet grouting na direção vertical



Fonte: Campanhã e Boscov (1998, p. 31).

O jet grouting aplica-se a qualquer tipo de solo, com diferentes formações geológicas e sem restrição de granulometria, com ou sem a presença de água e, no caso de túneis, nas direções vertical ou horizontal (HACHICH et al., 1998). Todavia, seu uso é menos comum na direção vertical, exceto em áreas rasas onde o melhoramento é realizado a partir da superfície, como é o caso dos emboques (ITA, 2009).

Diante do exposto, Hachich et al. (1998) citam que para a realização do projeto de melhoramento de solo com uso de jet grouting deve-se realizar uma completa investigação geotécnica.

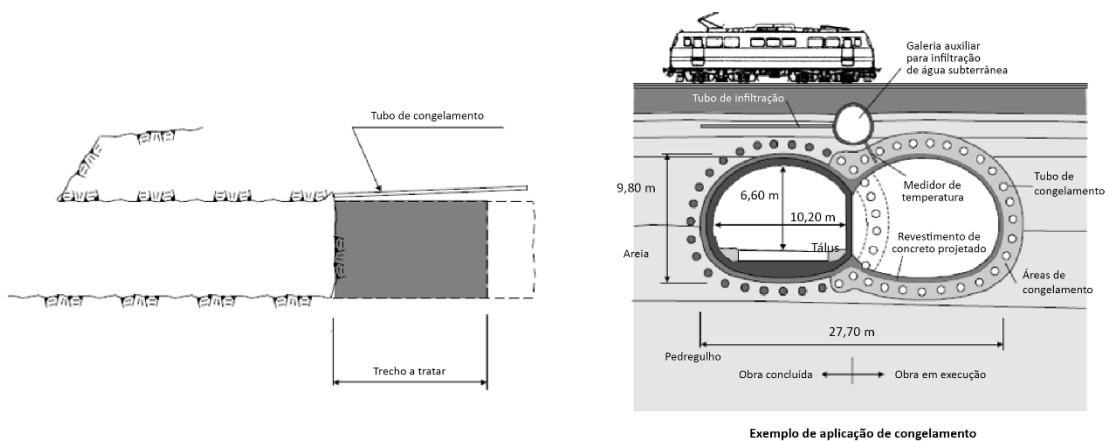
Congelamento do solo

A técnica consiste em extrair o calor do solo até que a água presente no maciço sofra congelamento (FHWA, 2009). Assim, a água do lençol freático é convertida em material rígido e cimentante capaz de dar suporte ao maciço terroso e facilitar o processo de escavação. O congelamento do solo é utilizado em situações especiais, com presença de solo mole ou saturado, onde o uso de injeções não é possível (Campanhã e Boscov, 1998). É realizado por meio de lanças de injeção que liberam nitrogênio líquido no maciço, causando seu resfriamento. Dessa forma, é produzido um corpo congelado junto aos limites laterais e superior do túnel escavado e, algumas vezes, na região do arco invertido (ITA, 2009).

Quando o tempo de escavação é longo, é recomendável, devido aos elevados custos, reduzir o uso de nitrogênio e prever uma central convencional de refrigeração com amônia.

As ponteiros congelantes são cravadas através da superfície, quando a cobertura de solo é baixa. No caso de elevada profundidade de solo acima da escavação, prefere-se realizar a cravação das ponteiros a partir da frente de escavação (Campanhã e Boscov, 1998), conforme Figura 9.

Figura 9 - Congelamento a partir da frente de escavação

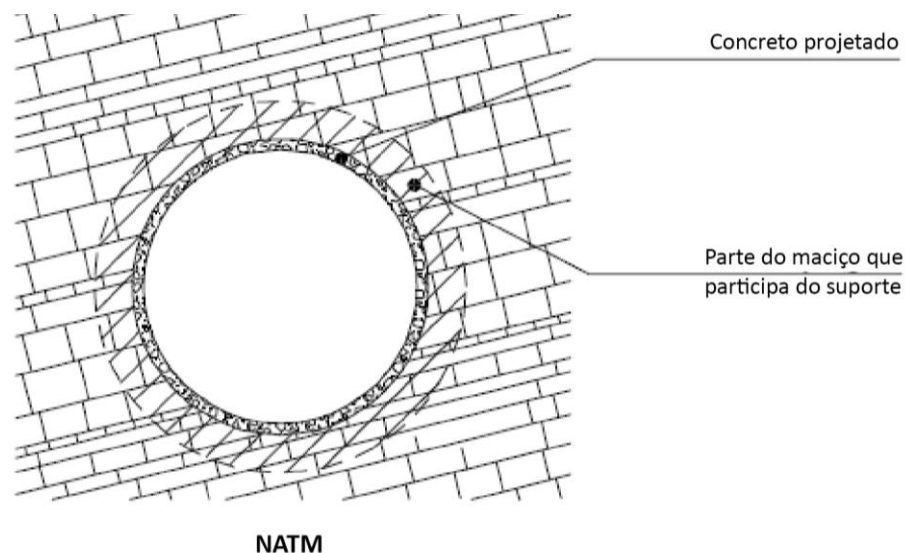


Fonte: Campanhã e Boscov (1998, p. 29).

Princípios gerais e concepções metodológicas do NATM

Previamente ao detalhamento das técnicas construtivas, Campanhã e Boscov (1998) estabelecem uma série de fundamentos a serem averiguados antes de iniciar a escavação do túnel. Primeiramente, o maciço circundante à escavação deve constituir um elemento de escoramento e, portanto, a região em seu entorno deve contribuir com a estabilização da escavação, sofrendo deslocamentos mínimos (Figura 10). Nesse sentido, é imprescindível que a seção escavada atinja o formato definido em projeto sem que ocorra grandes desvios.

Figura 10 – Região do maciço que participa do suporte



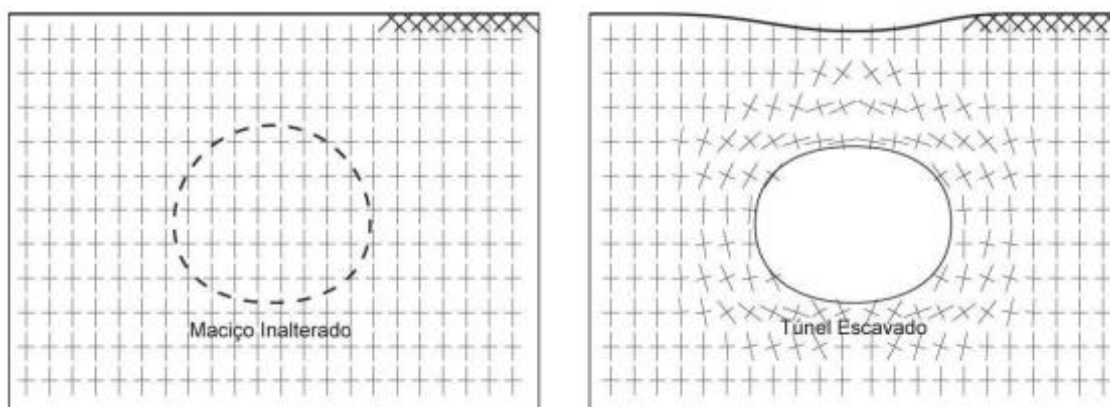
Fonte: Campanhã e Boscov (1998, p. 2).

Ao se escavar a abertura, a região mobilizada apresenta grandes tensões que vão sendo aliviadas imediatamente, constituindo o princípio da estabilização pelo alívio de tensões, com deformações mínimas, controladas pela instrumentação de campo e inferiores as que causam a ruptura do maciço.

O segundo requisito diz respeito à preservação da qualidade do terreno, ou seja, durante a escavação devem ser tomados cuidados para que o suporte e o revestimento sejam aplicados no maciço antes que ocorra sua deterioração, ultrapassando os limites de deformação permitidos. O afrouxamento no interior do maciço é prejudicial e ocorre, principalmente, devido à aplicação tardia do suporte ou, ainda, ao não preenchimento dos espaços presentes entre o suporte e o terreno natural (CAMPANHÃ; BOSCOV, 1998).

De acordo com França (2006), uma vez que as deformações permitidas ao maciço antes e após a colocação da estrutura de suporte acarretam redistribuição de tensões para zonas vizinhas não escavadas (arqueamento de tensões), o carregamento, os esforços e os deslocamentos que atuam no suporte são interdependentes e correlacionados. A Figura 11 apresenta a direção das tensões principais antes e após a escavação.

Figura 11 – Direção das tensões principais antes e após a escavação



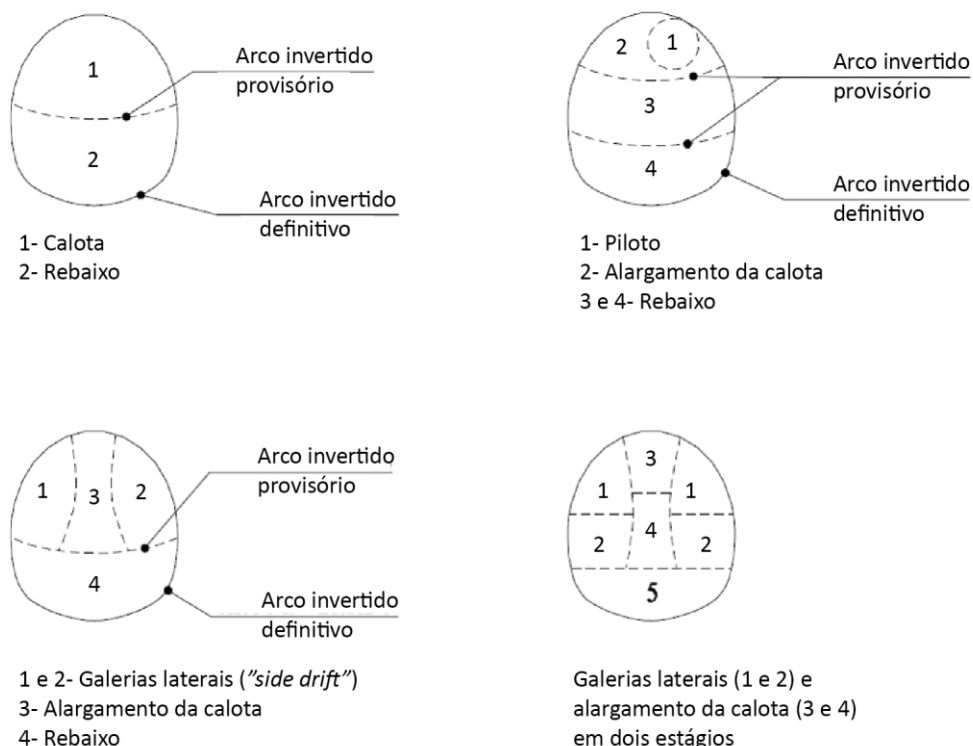
Fonte: França (2006, p. 10).

A depender das considerações de projeto sobre a classificação geomecânica utilizada, o maciço apresenta um tempo de autossuporte antes que ocorra sua ruptura. Dessa forma, o solo ou a rocha no entorno da abertura do túnel apresentam uma área mobilizada, que funciona como uma capa protetora até que o tratamento seja aplicado. Todavia, o tempo de autossuporte só pode ser utilizado a favor da execução do túnel se as deformações do maciço forem inferiores aos limites toleráveis definidos em projeto.

Outro critério necessário à adequada execução do NATM diz respeito à técnica de parcialização da frente de escavação, a qual depende do comportamento do maciço e reflete em seu tempo de autossustentação e em sua deformabilidade (CAMPANHÃ; BOSCOV, 1998).

De uma forma geral, quanto maior for o número de parcializações, maior será o tempo de autossuporte do maciço com menores deformações, porém, maior será o tempo para a escavação da seção do túnel. Ademais, quanto pior for a qualidade do terreno, maior será a quantidade de parcializações necessárias. A Figura 12 exemplifica as principais parcializações deste método.

Figura 12 – Principais tipos de parcializações realizadas no NATM



Fonte: Campanhã e Boscov (1998, p. 13).

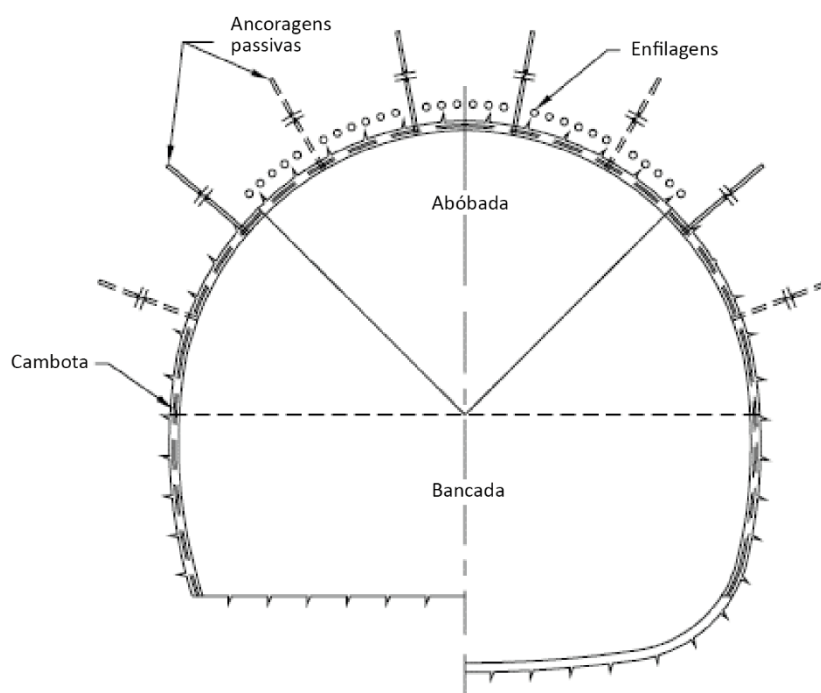
Outros fatores que influenciam a parcialização da escavação são os equipamentos existentes no mercado, os prazos de execução e os custos da obra. Em todo caso, a solução escolhida deve sempre ser aquela que alia avanços rápidos com o menor uso de suporte, mas sempre prezando pela segurança durante a escavação e pela integridade do terreno. É importante ressaltar que o comportamento do material escavado deve ser submetido à análise de estabilidade, para a adoção da parcialização adequada às condições do solo.

A execução da escavação no maciço de solo ou rocha causa uma concentração de tensões no contorno do túnel, no sentido de preencher o espaço da abertura recém-criada. Assim, com relação à geometria da seção transversal do túnel, as seções de escavação são geralmente escolhidas com formatos circulares ou em arco e quando em condições de solo macio ou pobre, deve-se projetar um arco invertido na soleira do túnel, com o objetivo de reorientar essas tensões e não agirem mais no sentido de causar o desabamento.

Em túneis escavados cuja região da sapateira é em rocha, a base da seção pode ser plana, sem a necessidade da geometria em forma ovoide. O revestimento inicial deformável

do concreto projetado permite uma deflexão controlada do solo para mobilizar sua resistência ao cisalhamento e iniciar a redistribuição de cargas (FHWA, 2009). Conforme ilustrado na Figura 13.

Figura 13 – Seção típica em arco retângulo pelo método NATM já com os tratamentos de acordo com a classe do maciço



Fonte: FHWA (2009, p. 275, tradução autor).

O tunelamento convencional é realizado em um processo de execução cíclica de etapas repetidas de escavação, seguida pela aplicação de suporte primário, em que ambas dependem das condições existentes do solo e de seu comportamento. Uma equipe experiente de profissionais, assistidos por instalações e equipamentos adequados, deve executar cada ciclo individual do túnel projetado.

A escavação em solo consiste na abertura do túnel em maciços de classes V ou IV (rocha alterada mole). Túneis com seção pequena devem ser escavados com seção plena, para minimizar os custos; em túneis de seção média é usual a parcialização em duas etapas: calota e rebaixo; por sua vez, em túneis de grande seção, como no caso dos rodoviários, é comum que o número de parcializações seja maior, como exemplificados na Figura 12.

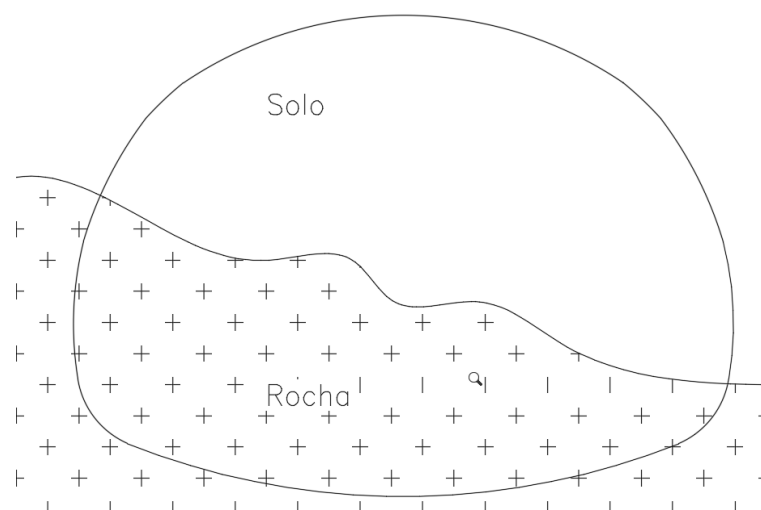
O método NATM é utilizado para construir de acordo com as especificações do projeto preliminar, porém, no caso de estruturas subterrâneas como os túneis, as

previsibilidades das reais condições do maciço em profundidade são muito difíceis, o que requer a atualização do projeto continuamente, conforme ocorre a execução da obra. Durante o processo de execução do túnel, devem ser coletadas novas informações geológico-geotécnicas para que os projetos possam ser reanalisados e atualizadas as estruturas de suporte. A investigação que permite a atualização dos suportes e dos tratamentos no projeto é realizada por meio dos mapeamentos geológicos da frente de escavação, geralmente feitos pela equipe de Acompanhamento Técnico de Obra (ATO). (RDA; JICA, 2018).

2.2.2 Metodologia de escavação em seção mista

Conforme apresentado, a escavação de um túnel rodoviário demanda procedimentos e considerações diferenciadas para cada tipo de material. No entanto, não é incomum a ocorrência de seções mistas no interior do túnel, compostas por uma parte em rocha e outra cobertura de solo, como pode-se verificar na Figura 14.

Figura 14 – Seção mista em túnel



Elaboração: LabTrans/UFSC (2020)

A depender da direção e do ângulo de mergulho do maciço, é possível que a escavação seja condicionada por um avanço parcial em solo, seguido do desmonte da rocha com perfuração e detonação. Nesse sentido, a definição da necessidade de seção mista durante a escavação fica a critério da projetista, por meio da determinação da altura do topo rochoso em que será necessário um método construtivo diferenciado do aplicado especificamente para solo e rocha.

Dada a necessidade de escavar em solo e rocha concomitantemente, são elencadas algumas recomendações acerca do procedimento executivo, tomando como base a análise de projetos de túneis rodoviários.,

Dessa forma, procede-se com escavação total ou parcial da vala central do rebaixo com uso de fogo de bancada, e uso de cambotas metálicas apoiadas na soleira do túnel. Ademais, mesmo que haja grande porção de rocha na seção, os tratamentos utilizados são os mesmos daqueles empregados para classe de maciço V, devido à cobertura de solo que não permite a ancoragem da rocha com uso de tirantes ou chumbadores.

À medida que se avança com a escavação, devem ser executados furos táticos com a perfuratriz ao longo das paredes e da abóbada do túnel, com o objetivo de avaliar antecipadamente as transições entre o maciço de solo e rocha, bem como a ocorrência de água. Além do exposto, com a seção majoritariamente em rocha, inicia-se os cuidados com os blocos de rocha e as lascas soltas, realizando o bate choco após as detonações. Quando os furos táticos identificarem uma cobertura razoável de rocha acima da abóbada do túnel para a ancoragem de chumbadores ou tirantes, inicia-se o procedimento executivo para escavação de seção em rocha.

Também em seção mista, é possível utilizar o procedimento de escavação por Side Drift, possibilitando executar os avanços de solo e rocha individualmente. Dessa forma, é viável a escavação de galeria lateral em rocha com alcance de avanços mais pronunciados, otimizando o cronograma geral da obra.

Método para escavação em rocha (*Drilling and Blasting*)

O método chamado de escavação a fogo e conhecido internacionalmente como Drilling and Blasting (perfuração e detonação) consiste no desmonte de maciços com classificação geomecânica I, II e III, permitindo a escavação e os avanços construtivos necessários para a execução de um túnel.

De acordo com Geraldi (GERALDI, 2011) a maioria das escavações subterrâneas em rocha é ainda realizada usando técnicas de perfuração e detonação. São utilizados explosivos inseridos no maciço por meio de perfurações realizadas por jumbos ou perfuratrizes pneumáticas manuais. As perfurações devem ser horizontais e geralmente paralelas, sendo preenchidas com explosivos de acordo com o plano de fogo estabelecido para o tipo de seção do projeto, a classe do maciço rochoso, as demais condicionantes geológicas e os avanços

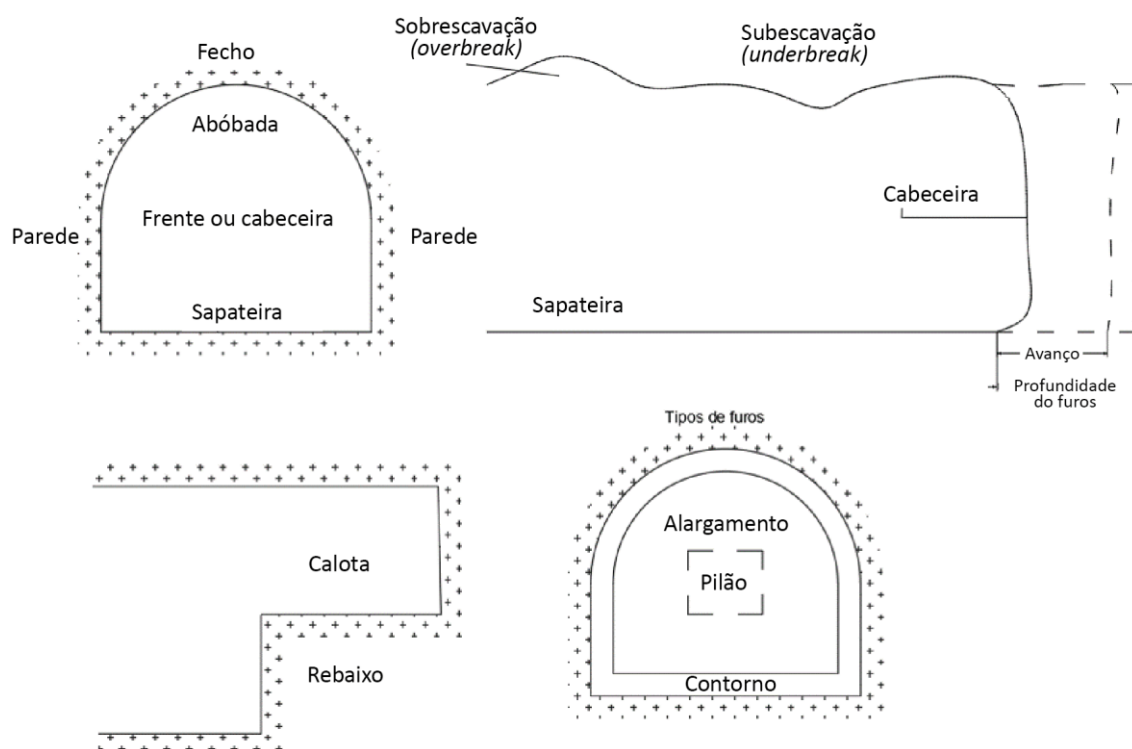
pretendidos durante a execução do túnel. A vantagem do método manual com explosivos é que o arranque da rocha é rápido, sendo o maciço destituído em pequenas partes que podem facilmente ser transportadas para fora do túnel com escavadeiras e caminhões basculantes.

As escavações de túneis rodoviários com explosivos são, atualmente, o método mais comum e versátil, sendo utilizado para diferentes tipos de rocha e para inúmeras situações, em que o emprego e a compra de equipamentos mais tecnológicos, como a TBM, são inviáveis. Segundo FHWA (2009), a escavação moderna com uso de brocas e explosões para projetos de engenharia está bastante relacionada à mineração e pode ser entendida como uma mistura de técnica e ciência, cuja abordagem inicial consiste em perfurar o maciço com pequenos orifícios, carregá-los com explosivos e detoná-los, criando assim uma abertura na rocha. A rocha quebrada em inúmeros blocos pode ser transportada e removida, ao passo que a superfície do maciço rochoso deve receber um suporte (de acordo com a classe do maciço) para que o processo de detonação seja repetido quantas vezes for necessário.

Para que a fragmentação ocorra de forma correta, devem ser especificados em projeto dispositivos que proporcionem atrasos de milissegundos. Os detonadores possibilitam atrasos que separam os tempos entre as detonações dos furos do pilão, dos furos de alargamento e dos furos de contorno. Esse atraso é essencial para que a face livre no maciço, que pode ser obtida pelo uso do sistema Burn Cut, conhecido no Brasil como “execução do pilão” (FHWA 2009).

Por meio de uma análise de projetos de túneis rodoviários, a seguir é apresentada uma síntese das etapas executivas para perfuração e detonação do maciço em rocha, as quais podem variar de acordo com a situação, a expertise da executora, bem como as técnicas e as condições específicas de cada projeto. Inicialmente, é importante conhecer a terminologia utilizada em obra para descrever os elementos do túnel escavado, conforme ilustrado na Figura 15.

Figura 15 – Nomenclatura para escavação de túnel em rocha



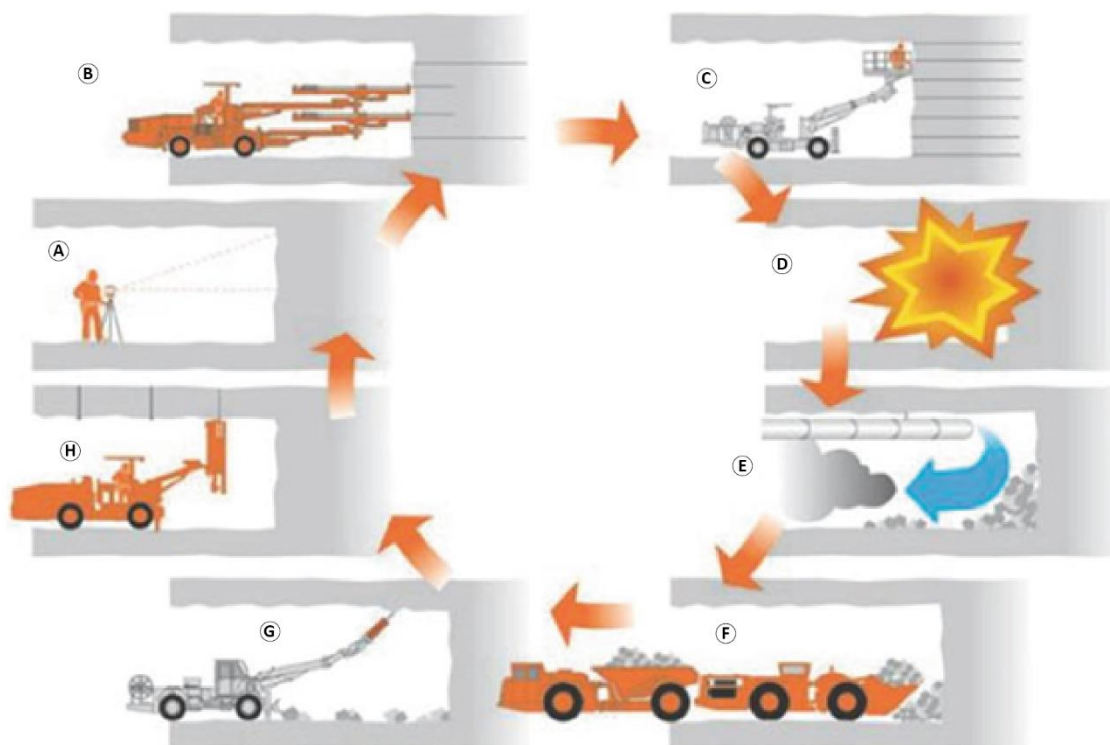
Elaboração: LabTrans/UFSC (2020)

Cabe salientar que, para túneis menores ($\leq 15 \text{ m}^2$ de seção transversal), a melhor forma de avançar é escavar com seção plena, perfurando e detonando toda a face do túnel sem que haja parcialização. Para seções grandes ($\geq 100 \text{ m}^2$ de seção transversal), os jumbos de perfuração perdem sua eficácia, sendo necessária a parcialização, como o uso de calota e rebaixo, o uso de túnel piloto ou uma combinação dos dois métodos (HEMPHILL, 2013).

Para túneis de seção média, o uso de fogo frontal em seção plena vai depender da capacidade dos equipamentos disponíveis, mas é o método mais indicado, na maioria das vezes, devido a sua rapidez.

O ciclo básico de avanço na escavação de túneis em rocha, visualizado através da Figura 16 deve compreender uma série de atividades, detalhadas em projetos (Geraldi, 2011), sendo elas:

Figura 16 – Esquema do ciclo de escavação em rocha: (A) Marcação topográfica; (B) Perfuração da rocha; (C) Carregamento dos explosivos; (D) Detonação; (E) Ventilação; (F) Limpeza do material; (G) Bate-choco; (H) Suportes e tratamentos.



Fonte: Zou (2017, p. 484) (DINGXIANG ZOU, 2017).

➤ Mapeamento geológico e Marcação topográfica

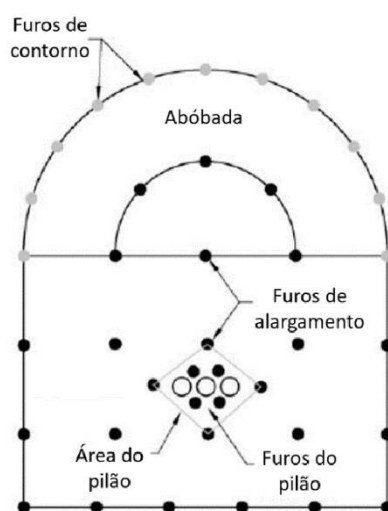
Mapeamento geológico: compreende o acompanhamento geológico geotécnico dos avanços durante a escavação. Essa inspeção é realizada por profissional habilitado (geólogo) que é responsável por analisar o maciço rochoso confirmando ou refazendo a classificação geológica do trecho escavado, prever possíveis alterações nas condições geomecânicas da rocha e confirmar ou modificar a classe e os tratamentos previstos para o avanço efetuado.

Marcação topográfica: Abrange a verificação e a locação do eixo e do nível da soleira do túnel na frente de escavação, assim como a marcação do contorno da seção de projeto e dos furos do plano de fogo.

➤ Perfuração da frente

Engloba as perfurações, com equipamento adequado, dos furos previstos no plano de fogo e as perfurações para a instalação das ancoragens previstas no projeto, de suportes e tratamentos adicionais de acordo com o mapeamento geológico. A Figura 17 apresenta, de forma esquemática, a disposição dos furos de detonação inerentes à escavação em seção plena utilizando o método *Drilling and Blasting*.

Figura 17 – Exemplo de configuração dos furos para escavação em seção plena por *Drilling and Blasting*

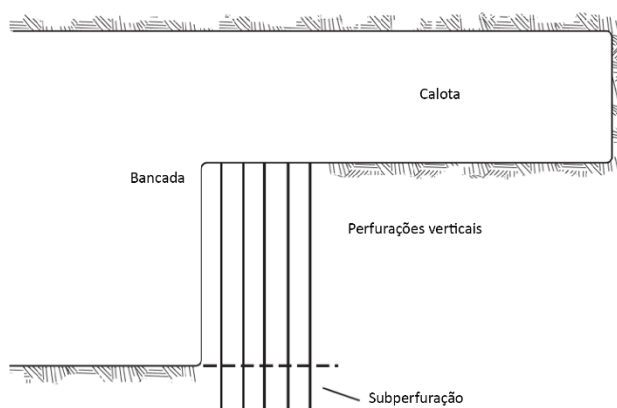


Fonte: FHWA (2009, p. 165, tradução própria).

No caso da escavação em seção plena, a rocha deve ser fragmentada inteiramente com uso de um sistema de detonadores com atrasos, onde, primeiramente, executa-se o pilão e, posteriormente, os furos de alargamento e de contorno.

No caso de parcialização em calota e rebaixo, a perfuração da calota é realizada da mesma forma como ilustrado na seção plena, com uso de pilão, furos de alargamento e contorno. O rebaixo, por sua vez, pode ser perfurado horizontalmente ou verticalmente (Figura 18). Nesse último, evita-se o lançamento excessivo de fragmentos de rocha sobre a abóbada do túnel.

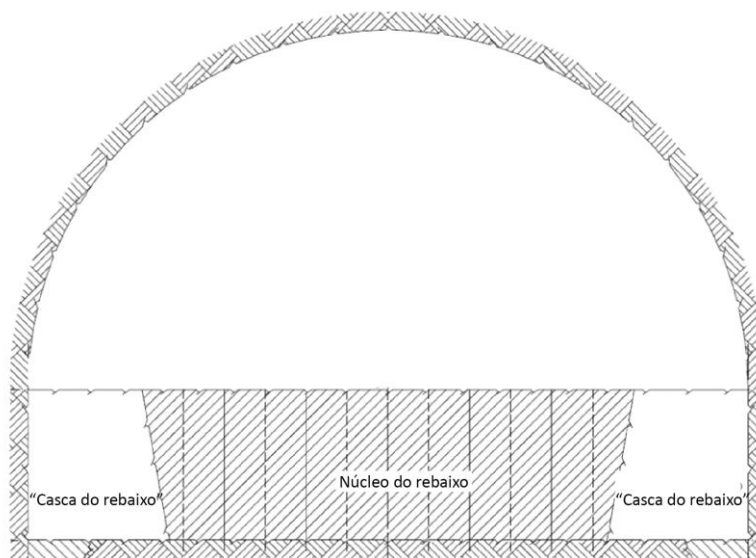
Figura 18 – Escavação por calota e rebaixo com uso de furos verticais



Fonte: Adaptado de Atlas Powder Company (1987) *apud* Hemphill (2013, tradução nossa).

No caso de maciços muito fraturados e seções transversais grandes ($\geq 100 \text{ m}^2$ de seção transversal) o rebaixo pode ser parcializado em núcleo central e cascas laterais para facilitar a escavação e aumentar as condições de segurança da frente de escavação, conforme apresentado na Figura 19.

Figura 19 – Parcialização do rebaixo para perfuração e detonação

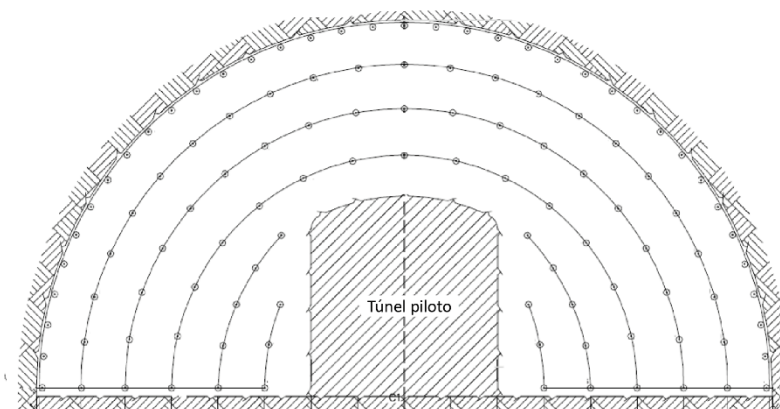


Elaboração: Autor (2022)

Outro método de perfuração possível de ser executado é o do túnel piloto, em que uma galeria com menores dimensões é executada pela linha central da seção, ou da calota, conforme ilustrado na Figura 20. O objetivo do túnel piloto é abrir faces livres para permitir a

fragmentação do maciço. Em sua escavação, o avanço é realizado até uma extensão de projeto, a partir da qual se pode detonar os furos de alargamento e de contorno.

Figura 20 – Execução do túnel piloto para fragmentação da calota



Elaboração: LabTrans/UFSC (2020)

O comprimento dos furos corresponde ao passo de avanço de 2 m a 4 m por ciclo, de acordo com a classificação geomecânica determinada pelo mapeamento geológico da frente de escavação, que não deve exceder o raio de curvatura (ou gabarito) da seção transversal do túnel.

➤ Carregamento e detonação:

Consiste no carregamento (colocação dos explosivos no interior dos furos já perfurados) na frente de escavação, com remoção de qualquer equipamento ou instalação que possa interferir na atividade os quais devem ser preparados e acondicionados por empresas especializadas, além de contar com aprovação prévia da fiscalização. Devido aos diferentes tipos de furos (pilão, alargamento e contorno), a empreiteira da obra pode especificar diferentes explosivos, tendo em vista que os carregamentos no interior dos furos são realizados de acordo com o tipo de explosivo escolhido.

Os explosivos do pilão devem possuir características de maior arrancamento, enquanto os de alargamento devem dispor de uma redução dos abalos e, por fim, no caso dos explosivos de contorno, deve-se assegurar uma boa qualidade de acabamento superficial na rocha.

Cartuchos de explosivos sólidos são empurrados com uso de hastes não metálicas, enquanto as emulsões são bombeadas para o interior do maciço (KOLYMBAS, 2005).

➤ Detonação

Ignição: consiste na ignição das diversas cargas dos furos (sequência de detonação) e, conseqüente, detonação propriamente dita. A detonação deve obedecer cuidadosamente ao princípio dos alívios sucessivos, liberando faces da rocha cada vez maiores sem que haja engastamento dos furos e sem que o maciço entre em regime plástico de deformação.

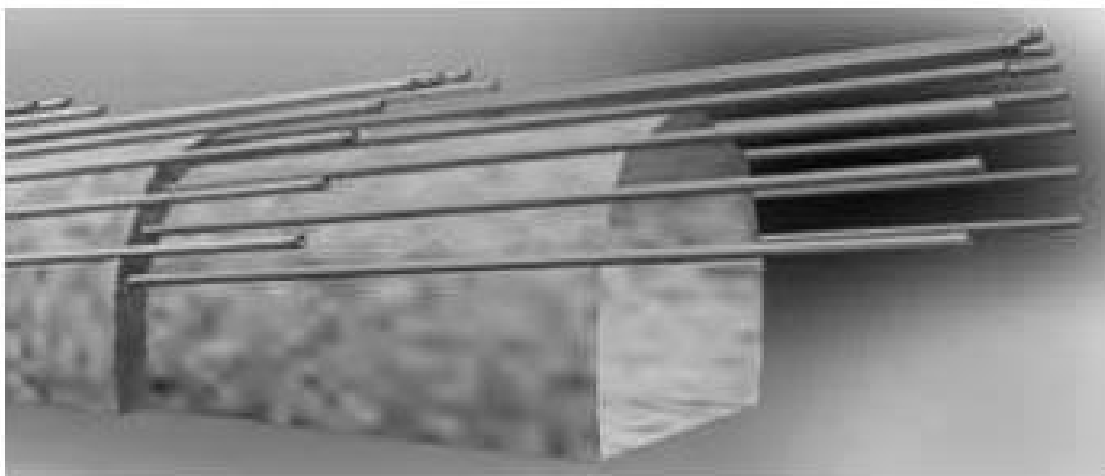
Com relação aos tipos de detonadores (espoletas, ligações e sequência de detonação), podem variar de acordo com as características específicas de cada projeto, não havendo uma padronização de execução ou de materiais utilizados.

Alguns cuidados devem ser tomados quanto aos erros de detonação, denominados overbreaks geológicos ou sobre escavação, que são cavidades formadas além da linha de contorno das seções de escavação, pelo arranchamento de lascas e blocos de rocha, promovidos pelo impacto das detonações nos planos de descontinuidades do maciço (GERALDI, 2011).

De acordo com Verma et al. (2016), o método de escavação por perfuração e detonação danifica o maciço rochoso, levando à formação de uma rede de pequenas fissuras, que ocasionam problemas de estabilidade e segurança. Segundo os autores, a zona danificada do maciço rochoso, que circunda a abertura do túnel, é uma zona potencial de overbreak, que pode consistir também em uma zona falhada ou uma zona perturbada.

Diante do exposto, Geraldi (2011) salienta que o controle da perfuração deve ser realizado com acurácia e a execução obrigatória das detonações suavizadas (smooth blasting) nos furos de contorno deve constar nos projetos. Além disso, em regiões de emboques ou em seções com baixo grau de classificação geomecânica, pode ser adotada uma prática construtiva denominada de câmara cônica, que, segundo Guatteri et al. ([2017]), consiste em estabelecer uma proteção mecânica possibilitada pelas características físicas, pelo espaçamento e pela profundidade de avanço das enfilagens (Figura 21). Ainda segundo os autores, essa técnica pretende limitar o desprendimento de blocos da superfície escavada até a atuação do concreto projetado, a fim de permitir avanços maiores.

Figura 21 – Exemplo de avanço em câmara cônica



Fonte: Kolymbas (2005).

➤ Ventilação:

Durante o processo de detonação toda a equipe de trabalho deve ser retirada do interior do túnel, e após a explosão é necessária a realização das retiradas dos gases com ventilação artificial. O sistema de ventilação deve permitir que o ar poluído no interior da escavação seja retirado através de dutos até que a qualidade do ar no interior do túnel seja atingida e os níveis de gases tóxicos não excedam o limite tolerável estabelecido em norma de segurança vigente, permitindo o retorno das atividades dentro do túnel.

➤ Bate-choco e limpeza

Bate-choco: após a ventilação é feita a operação de bate-choco, que consiste na remoção cautelosa de lascas e blocos ao longo das paredes e da abóbada do túnel. O choco é retirado, primeiramente, com uso de rompedor hidráulico, instalado em retroescavadeira, como pode-se verificar na Figura 22 e, posteriormente, feita uma revisão manual por alavanca de aço, verificando se ainda existem blocos instáveis e passíveis de queda.

Figura 22 – Remoção do choco após a detonação da frente de escavação no túnel



Fonte: Autor (2022)

Após a remoção do choço é feita a limpeza da frente de escavação, todo o material fragmentado é retirado do interior do túnel através de equipamentos de elevada produtividade, como pás carregadeiras e caminhões basculantes, conforme ilustra a Figura 23.

Figura 23- Limpeza após remoção do choco



Fonte: Autor (2022)

Os materiais rochosos em boas condições são levados até uma central de britagem, para que sejam utilizados como brita enquanto os fragmentos maiores podem ser utilizados como pedra de enrocamento na própria obra, já os de má qualidade devem ser cuidadosamente descartados em locais de apropriados de bota-fora.

Suportes e Tratamentos:

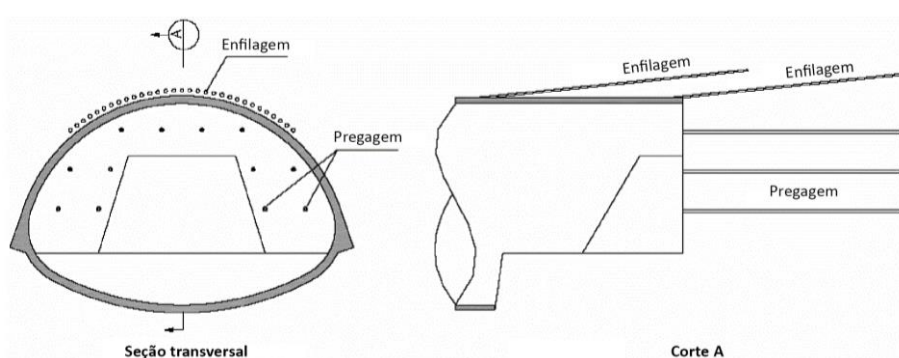
De acordo com a classificação geomecânica aferida no mapeamento geológico na frente de escavação (realizado pelo Acompanhamento Técnico da Obra - ATO), o tempo para a execução dos suportes e tratamentos deve ser considerado em cada ciclo de escavação, principalmente em classes que o maciço apresenta um tempo de autossustentação reduzido (classes III, IV e V). Já nas classes de maciço I e II os tratamentos podem ser realizados posteriormente em relação aos sucessivos avanços.

Para o método de escavação convencional, os tratamentos, também denominados reforço de solo, envolvem a aplicação de métodos que usam a inserção de elementos estruturais sistemáticos De acordo com (ITA, 2009), tais como:

- Enfilagens
- Pregagem de frente
- Drenagem

Maciços de rocha alterada, saprólitos ou solo podem existir nas regiões dos emboques, em segmentos intercalados do túnel ou mesmo ao longo de toda sua extensão. Nesses maciços, com condições críticas em relação ao tempo de autossuporte, a escavação subterrânea requer uma série de suportes a serem aplicados na frente de escavação, como também tratamentos preliminares para fortalecer o maciço e permitir o avanço (GERALDI, 2011). Os principais tratamentos preliminares a serem executados antes da escavação são as enfilagens e a pregagem de frente, conforme Figura 24.

Figura 24- Ilustração de enfilagem e pregagem



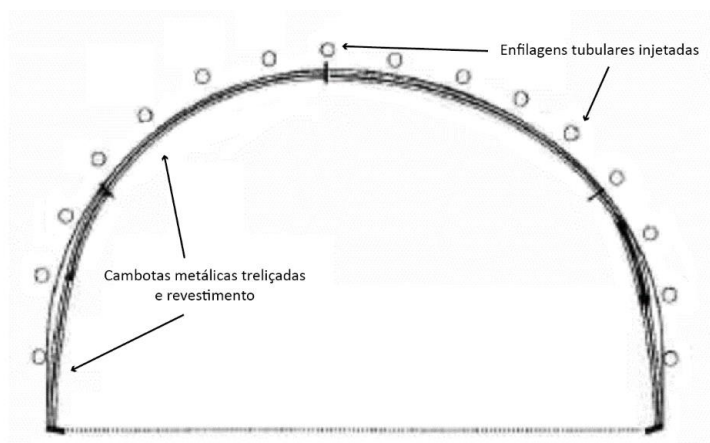
Fonte: DER/SP (2005a, p. 6).

Ademais, maciços rochosos caracterizados como classes I, II e III, de acordo com a classificação proposta por Bieniawski (1989), são formados por rochas pétreas e duras, com capacidade autoportante quando escavadas. Entretanto, em maciços de Classe IV, a presença de discontinuidades tal como falhamentos, fraturas, planos de xistosidade e a presença de água subterrânea podem atuar isoladamente ou em conjunto para a criação de regiões de instabilidade ao longo do traçado do túnel. Nesses trechos podem ocorrer acidentes geotécnicos durante os ciclos de escavação, tal como queda de blocos e lascas (GERALDI, 2011). Nesse sentido, ocorre a necessidade da execução de tratamentos preliminares do maciço, previamente às escavações, acompanhados da evolução e da verificação da necessidade de suportes adicionais. Por fim, com a aplicação dos tratamentos preliminares, a frente de escavação do túnel assume estabilidade suficiente para que se dê início ao próximo ciclo de escavação. A seguir serão especificados os critérios e os aspectos de projeto para cada um dos tratamentos preliminares.

➤ Enfilagens

As enfilagens destinam-se principalmente a estabilizar o topo da calota antes da escavação, sendo executadas a partir da face de escavação do túnel (CAMPANHÃ; BOSCOV, 1998). No Brasil são utilizadas enfilagens do tipo injetada, autoperfurante ou de bulbo contínuo, que se caracterizam por ser um tipo de pré-suporte temporário, utilizados em solos muito pobres (geralmente presente nos emboques e desemboques), com baixa resistência mecânica e tempo de autossustentação reduzido. Assim, constituem-se em tubos ou perfis metálicos cravados no solo previamente à escavação, através de perfurações sub-horizontais no contorno da seção, e submetidos à injeção de calda de cimento, conforme a Figura 25.

Figura 25 - Enfilagens tubulares inseridas no contorno do túnel



Fonte: Adaptado de Geraldi, 2011, p. 223.

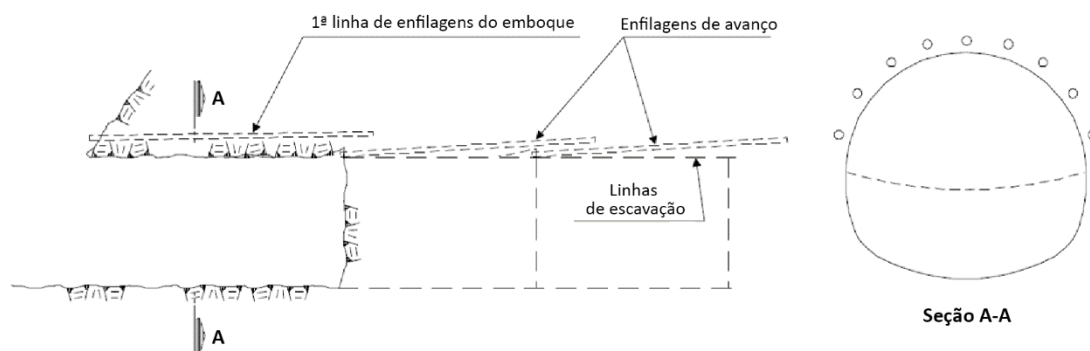
As enfilagens são especificadas para complementar a estrutura do arco colaborante na abóbada do túnel, bem como para a estabilização da face antes da escavação (ITA, 2009). Segundo Kolymbas (2005), se a resistência do solo é tão baixa que o espaço escavado é instável, mesmo que por pouco tempo, as enfilagens funcionam como um suporte pré-acionado no maciço, incrementando resistência ao solo para auxiliar na escavação. As enfilagens fornecem proteção temporária ao maciço de solo para que haja tempo suficiente para a instalação de cambotas ou de vigas treliçadas (FHWA, 2009).

Com relação aos diferentes tipos, as enfilagens tubulares injetadas consistem na execução prévia de furos no contorno da seção do túnel, principalmente na abóbada. Através desses furos são colocados tubos metálicos sem costura (tipo schedule) injetados com calda de cimento, utilizando para isto válvulas tipo manchete (GERALDI, 2011). Por sua vez, as enfilagens autoperfurantes são recomendadas no tratamento de zonas de falha, maciços

sedimentares, reescavação em zonas colapsadas e avanços em condições de subsidência. A implantação, realizada com uma única perfuração, proporciona uma instalação mais precisa e cuidadosa, atendendo às situações mais críticas elencadas e reduzindo a mão de obra utilizada.

No caso das enfilagens de bulbo contínuo, estas são constituídas por colunas sub-horizontais de solo-cimento, sistema semelhante ao CCP horizontal (ou jet grouting) diferindo-se apenas por utilizarem pressão de injeção inferior e colunas de pequeno diâmetro com cerca de 30 cm ou 40 cm (CAMPANHÃ; BOSCOV, 1998). A Figura 26 apresenta um perfil do túnel com a utilização de enfilagens ao longo do processo construtivo. A primeira linha de enfilagens estabiliza o maciço nos primeiros metros de escavação do emboque, enquanto as enfilagens de avanço vão sendo executadas até que se atinja o maciço rochoso.

Figura 26 – Esquema de execução das enfilagens ao longo da escavação

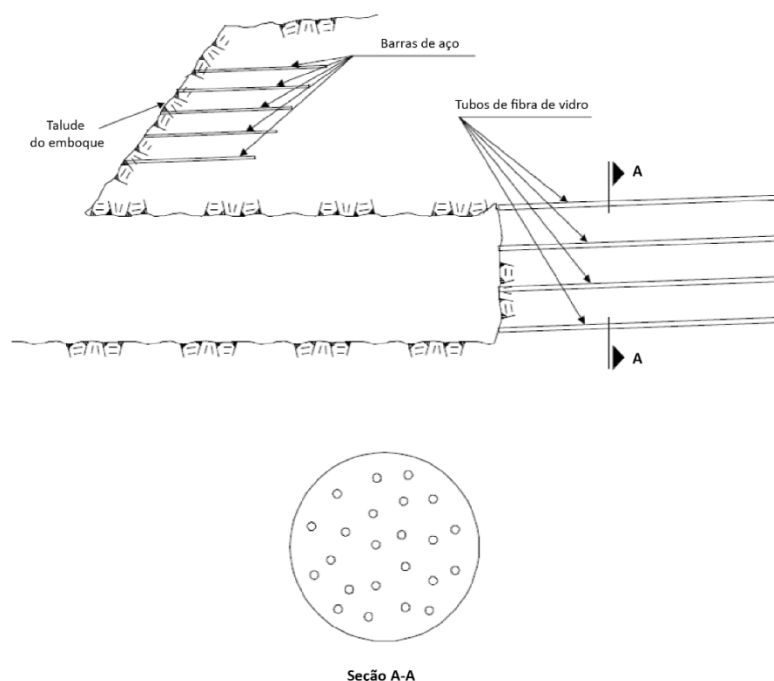


Fonte: Campanhã e Boscov (1998, p. 27).

. Pregagem de frente

A pregagem de frente ou agulhamento, como também é chamada, consiste na perfuração e instalação de tubos de PVC rígido (policloreto de vinila) ou fibra de vidro, de pequenos diâmetros, distribuídos horizontalmente na frente de escavação. São injetados com calda de cimento, promovendo uma amarração ou pregagem da frente. Esse tratamento é utilizado quando o maciço é formado por solos colapsáveis, instáveis ou sem nenhuma coesão, podendo ocorrer desmoronamentos durante os ciclos de escavação (GERALDI, 2011). A Figura 27 apresenta um esquema de aplicação do agulhamento ao longo do processo de escavação.

Figura 27 – Processo de aplicação da pregagem de frente durante o processo de escavação



Fonte: Campanhã e Boscov (1998, p. 32).

Quanto aos principais sistemas de suporte utilizados em túneis rodoviários, muito dos quais são utilizados em associação, (ITA, 2009), destacam-se:

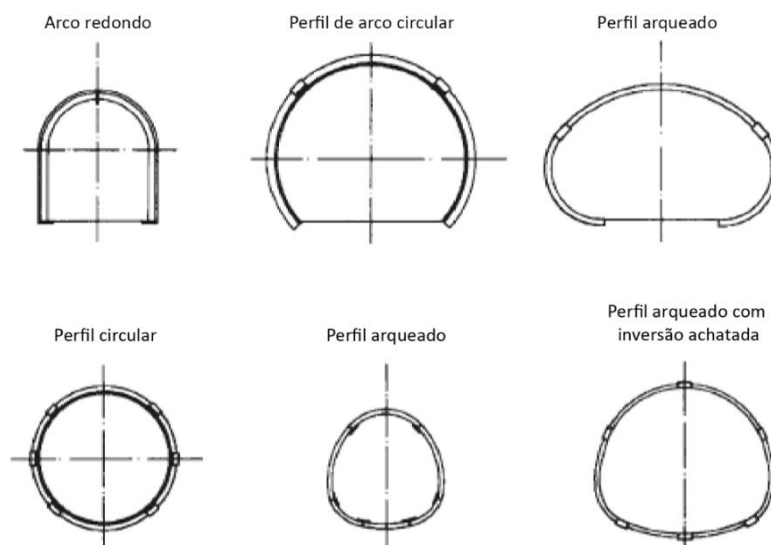
- Cambotas metálicas;
- Ancoragens passivas e ativas (chumbadores e tirantes);
- Concreto projetado (não reforçado e reforçado com tela metálica ou fibras);
- Telas metálicas.

Cambotas metálicas

As cambotas metálicas (steel ribs) têm sido utilizadas desde o século 20 em substituição aos sistemas de suporte provisório em madeira, para dar sustentação e conter os maciços de solo, apresentando diferentes formatos, conforme ilustrado na Figura 28. As cambotas de aço são feitas em perfis especiais, laminados e em formato de U, ou são

constituídas por segmentos que formam arcos fechados ou abertos na parte inferior, podendo ser fabricadas sob medida (Maidl, Thewes e Maidl, 2013). Segundo Geraldi (2011), foram desenvolvidas com o advento do NATM para dar suporte a maciços de classe IV e V.

Figura 28 – Exemplos de cambotas metálicas



Fonte: Maidl, Thewes e Maidl (2013, p. 39, tradução própria).

Os mesmos autores salientam que a forma geométrica dessas estruturas é determinada pela seção transversal de escavação e citam as seguintes vantagens de sua utilização:

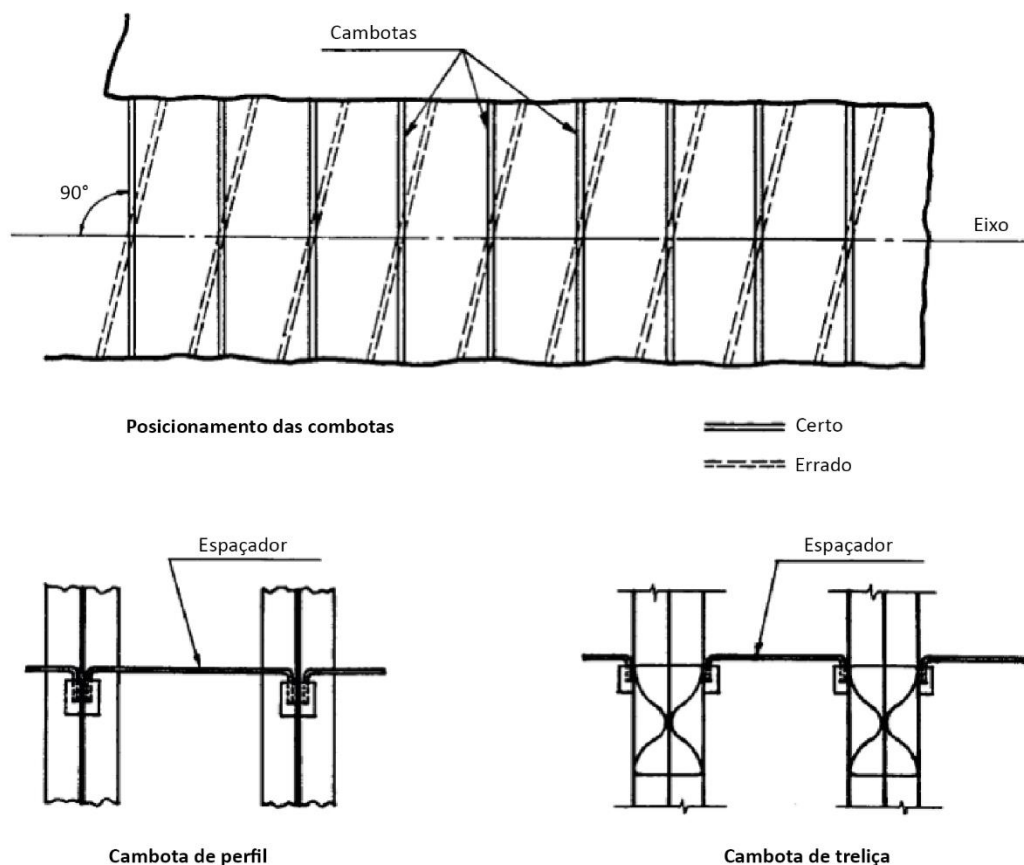
- Fácil pré-fabricação dos segmentos;
- Suporte imediato dado ao maciço;
- Escavação do solo;
- Podem ser instaladas verticalmente ou inclinadas, a depender do traçado do túnel (MAIDL; THEWES; MAIDL, 2013, p. 14).

Os segmentos das cambotas são aparafusados ou solidarizados entre si com sistemas de suporte, como vigas longitudinais fixadas nas cambotas já instaladas. No caso da instalação em conjunto com concreto projetado, o reforço longitudinal utilizado pode ser reutilizável e não é considerado como definitivo (MAIDL; THEWES; MAIDL, 2013). Além disso, os pés dos arcos das cambotas devem ser presos e aparafusados na rocha para que não ocorram flambagens ou deformações no sistema de suporte. A capacidade imediata de suportar a carga do maciço só pode ser assegurada quando as cambotas são projetadas para transferir ao chão

do túnel as cargas impostas, ou seja, quando são especificadas em projeto sapatas adequadas para transferir as cargas. No caso de solo muito pobre, a utilização de arco invertido auxilia na transferência de cargas ao maciço, conforme será discutido posteriormente (Maidl, Thewes e Maidl, 2013).

Segundo a experiência brasileira, as cambotas metálicas devem ser projetadas para que sejam instaladas de forma perpendicular ao eixo do túnel, evitando esforços de torção e deslocamentos de sua base. Caso as cambotas sejam instaladas com uma certa inclinação, conforme Figura 29, pode ocorrer sua ruptura (CAMPANHÃ; BOSCOV, 1998).

Figura 29 – Instalação das cambotas e diferenças entre perfis metálicos e cambotas treliçadas



Fonte: Campanhã e Boscov (1998, p. 34).

Além da instalação vertical das cambotas é importante que o espaço entre a cambota e o terreno seja preenchido com concreto projetado imediatamente após as instalações das cambotas para garantir o suporte (Campanhã e Boscov, 1998). Os mesmos autores citam que a escolha entre cambotas de perfis metálicos ou cambotas treliçadas por vergalhões é econômica (Figura 29), sendo esta geralmente com menor custo.

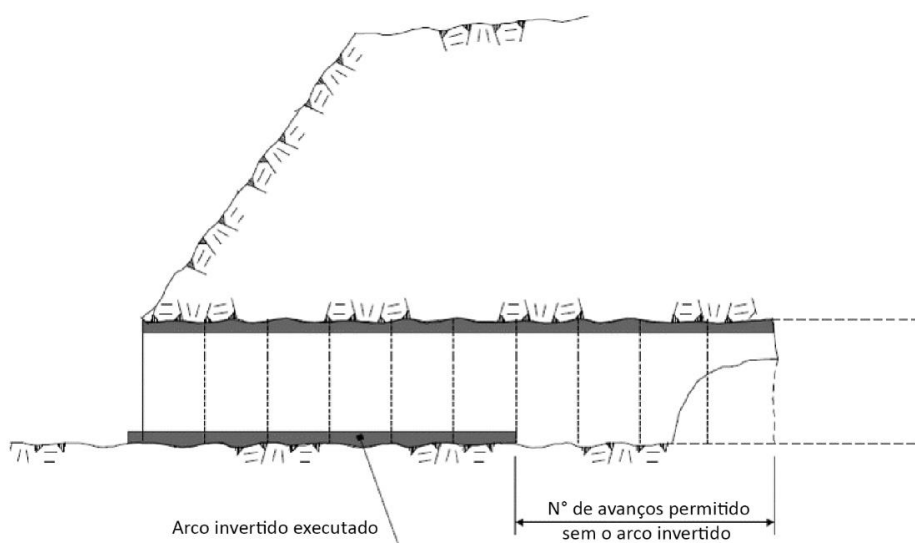
Arco invertido

O arco invertido é um tipo de suporte utilizado em solos de baixa resistência, não consolidados e com pouca ou nenhuma coesão. Essas estruturas são construídas na soleira do túnel, com o objetivo de transferir de forma eficaz os esforços que tangenciam as paredes da escavação até a base. Elas podem ser construídas através de concreto armado ou concreto projetado, podendo se constituir em uma estrutura provisória de escoramento auxiliar à escavação, sendo chamada de Arco Invertido Provisório (AIP) ou ainda pode se constituir como uma parte integrante da estrutura final do túnel, sendo chamada de Arco Invertido Definitivo (AID) (GERALDI, (2011). Dentre as principais melhorias proporcionadas pelo arco invertido, destacam-se as seguintes:

- Melhores condições da fundação do túnel durante as etapas de escavação;
- Travamento dos pés das cambotas, impedindo movimentações;
- A execução do arco invertido associada à instalação de cambotas metálicas e ao concreto projetado proporciona uma melhor distribuição dos esforços que atuam no contorno da seção escavada.

Geralmente projetos de escavação de túneis em solos de baixa coesão devem apresentar uma sequência de etapas executivas que inclui a construção do arco invertido (Geraldí, 2011). Os avanços da frente são feitos, geralmente, na ordem de 10 a 20 metros com a realização do camboteamento e com a aplicação de concreto projetado. Em seguida, o avanço é paralisado para permitir a escavação da soleira do túnel e a concretagem do arco invertido. A especificação do número de avanços deve constar em projeto conforme a Figura 30 exemplifica.

Figura 30 – Detalhamento da fase de escavação em que se aplica o arco invertido



Fonte: Campanhã e Boscov (1998, p. 79).

A especificação do projeto estrutural do túnel e as observações do ATO, devidamente apoiados em memorial de cálculo sobre o número máximo de avanços permitidos sem fechamento do arco invertido, devem ser obedecidos rigorosamente ao longo da escavação (CAMPANHÃ; BOSCOV, 1998).

Ancoragens

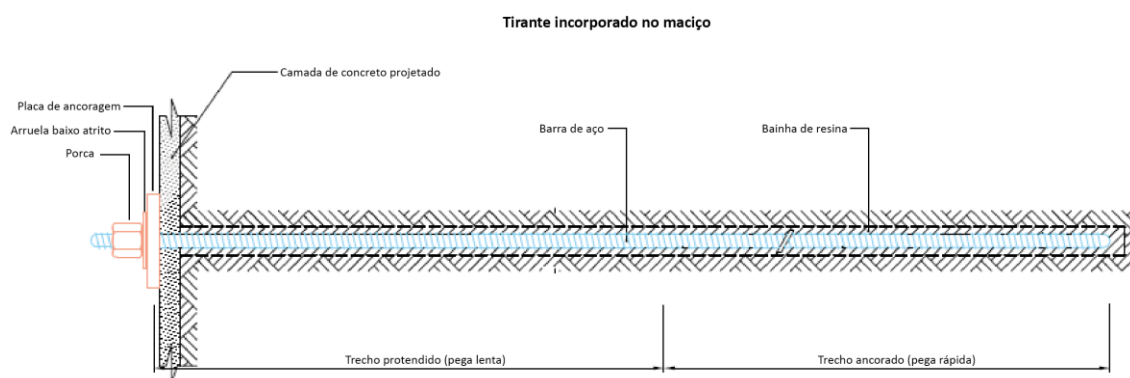
Define-se como ancoragem um processo de amarração adotado na escavação de túneis em maciços de classes I, II, III e IV, que consiste na introdução de elementos resistentes, geralmente barras de aço, incorporados ao maciço através de perfurações para manter a rocha em seu estado estático. Conforme destacam Maidl, Thewes e Maidl (2013), as ancoragens são normalmente utilizadas para fixar o contorno da escavação com o perfil correto até que o revestimento de concreto final esteja completo. A função da ancoragem é impedir que as cunhas de rocha se movimentem e desabem no interior da abertura do túnel.

Usualmente, os tirantes são conhecidos como ancoragens ativas, embora possam ser passivos, devido ao torque (protensão) que recebem após sua instalação, enquanto os chumbadores são denominados de ancoragens passivas pois não recebem esforço adicional de tração em nenhum caso.

Tirantes

Os tirantes são conhecidos por ancoragens ativas, nas quais se promove um estado de tensão no cabo por meio de um equipamento de protensão. No entanto, podem existir tirantes não protendidos, utilizados para situações específicas, de sustentação provisória. Dessa forma, tais dispositivos, cujo desenho esquemático pode ser visualizado na Figura 31, são dotados de uma extremidade ancorada dentro do maciço e a outra na face da escavação.

Figura 31 – Desenho esquemático de um tirante

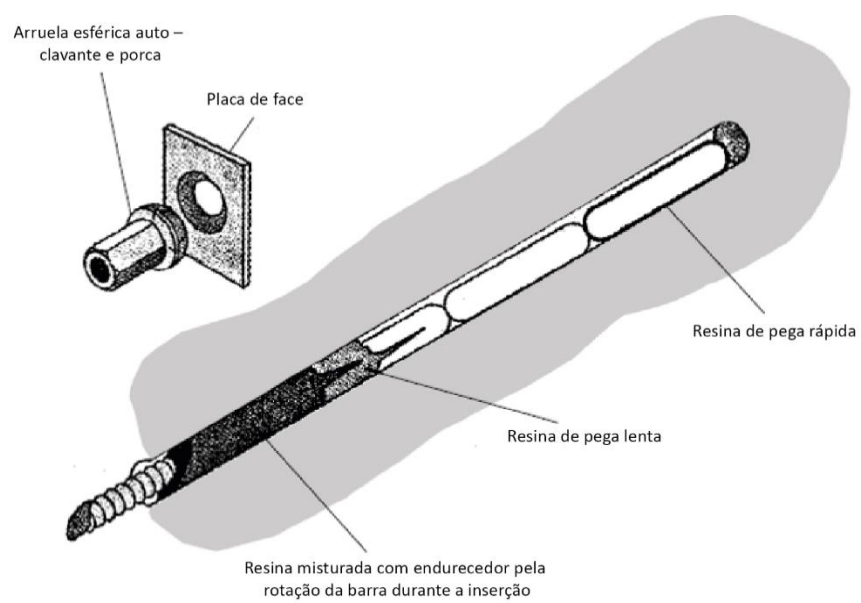


Fonte: DNIT (2009). Projeto Executivo do Morro do Formigão.

Esses dispositivos são inseridos ao maciço através de perfuração, sendo preenchidos com material aderente (resina polimérica ou calda de cimento). A prática mais comum executada na engenharia brasileira utiliza dois segmentos de resina, com tempo de endurecimento (pega) diferentes: na região do bulbo da ancoragem introduz a resina de pega rápida e no trecho livre é preenchido com resinas de pega lenta. A correta aplicação do tirante é realizada no tempo entre o endurecimento da primeira e da segunda resina aplicando tensão na cabeça de ancoragem, conforme Figura 33. Assim que o trecho ancorado atinge a total extensão do furo e sofre endurecimento é que os tirantes são tracionados, produzindo tensões de compressão na rocha (FHWA, 2009). As forças axiais atuam sobre as discontinuidades, aumentando sua resistência ao cisalhamento e impedindo que se desloquem.

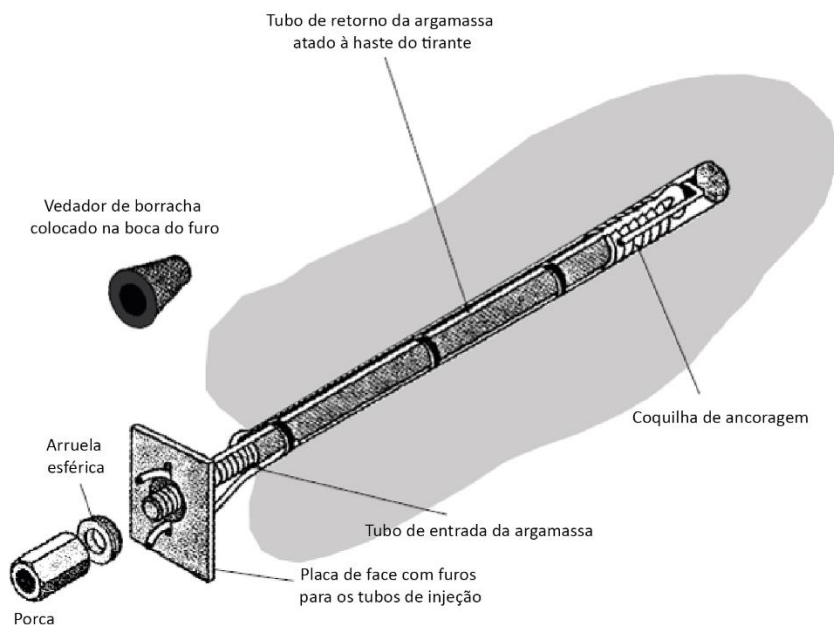
Em túneis em solo, os tirantes com injeção de calda de cimento não são adequados devido ao grande tempo necessário para a cura do bulbo de injeção antes da protensão, sendo recomendado o uso de chumbadores que possuem ação imediata e melhoram a produtividade do ciclo de escavação. A ancoragem dos tirantes ao maciço em obras de escavação pode ser feita por meio mecânico, com uso de coquilha expansiva presente na ponta do tirante (Campanhã e Boscov, 1998), Figura 33, ou com uso de uma resina de pega rápida, Figura 32.

Figura 32 – Tirante ancorado com resina, tensionado e injetado



Fonte: Campanhã e Boscov (1998, p. 37).

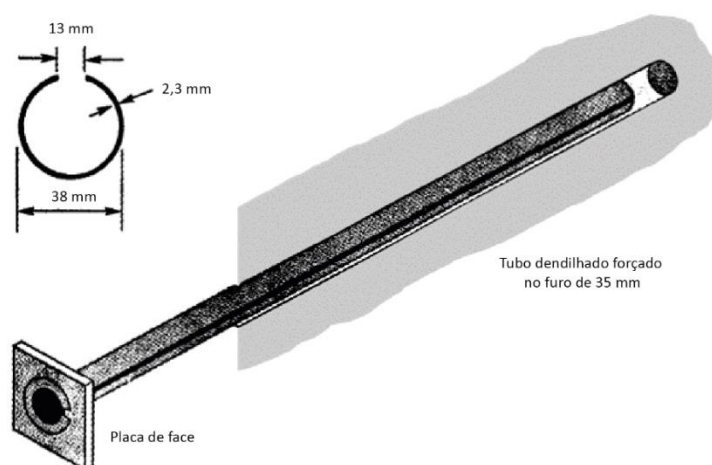
Figura 33 – Tirante ancorado mecanicamente, tensionado e injetado com argamassa



Fonte: Campanhã e Boscov (1998, p. 37).

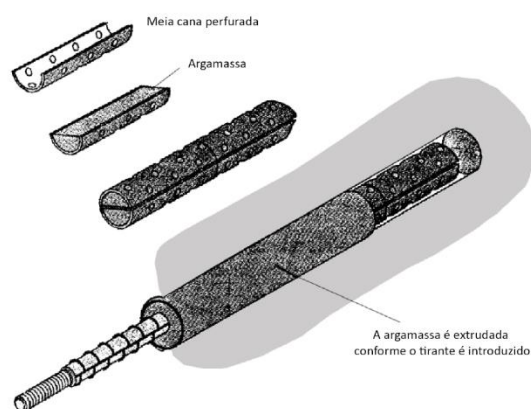
Os tirantes não tensionados são aqueles que trabalham apenas com o atrito gerado por sua haste e a rocha. Dentre os vários tirantes não tensionados existem os fendilhados (Figura 34), em que o atrito é obtido forçando a barra de aço através de um furo com diâmetro inferior. Outro tipo de tirante é aquele composto por duas meias-canais, preenchidas com argamassa de cimento e inseridas no interior do furo (Campanhã e Boscov, 1998), conforme a Figura 35 ilustra.

Figura 34 – Tirante fendilhado não tensionado



Fonte: Campanhã e Boscov (1998, p. 38).

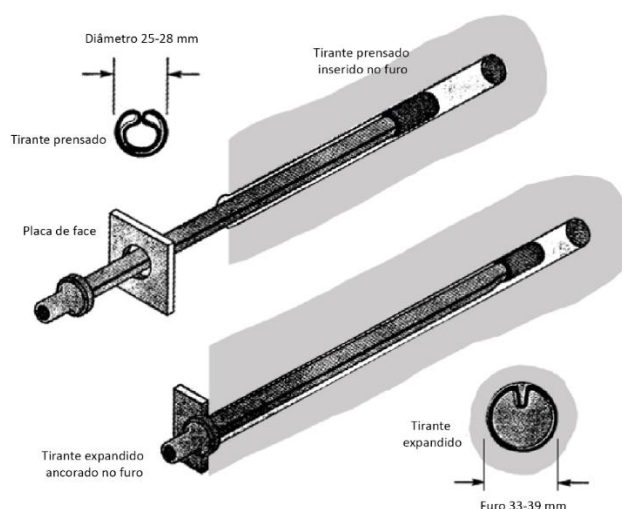
Figura 35 – Tirante de haste argamassada, onde a argamassa é colocada em duas meias-canas perfuradas



Fonte: Campanhã e Boscov (1998, p. 37).

Dentre os tirantes citados, existem os tirantes expansivos, que são ancorados no interior do maciço por meio de água à alta pressão. A dilatação do tirante no interior do furo é a responsável por elevar o atrito entre a haste e a rocha, conforme a Figura 36 ilustra.

Figura 36 – Tirante não tensionado, expandido por meio de água à alta pressão



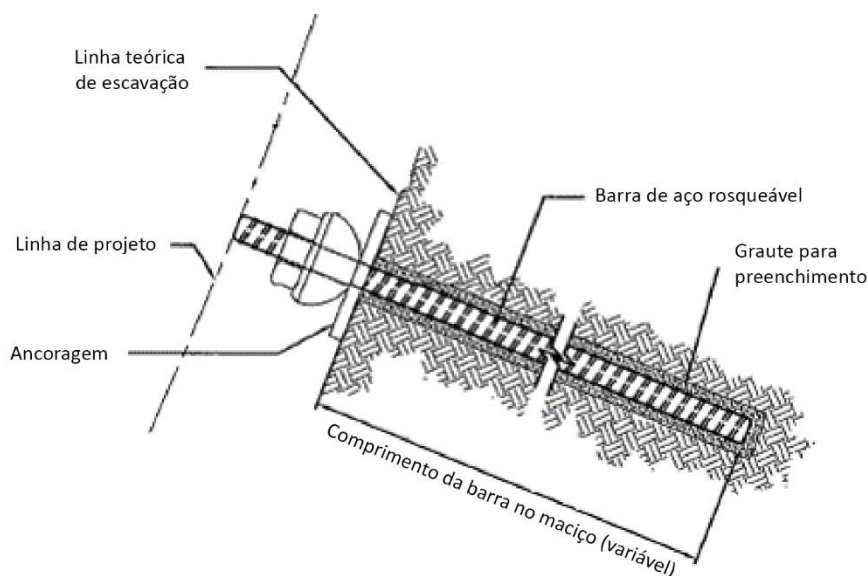
Fonte: Campanhã e Boscov (1998, p. 38).

Dentre as práticas exercidas nos projetos de túneis rodoviários do Brasil, verificou-se que os projetos de qualidade superior apresentam o detalhamento completo dos tirantes, chumbadores e grampos, contendo dimensões, detalhes construtivos, notas de execução, especificação dos materiais e notas de serviços com os devidos controles a serem feitos durante o processo construtivo.

Chumbadores

Conforme mencionado anteriormente, os chumbadores são ancoragens passivas e, portanto, exigem que algum deslocamento do maciço ocorra para que sejam ativados (FHWA, 2009). Assim, a rocha sofre uma movimentação inicial antes que seja tensionada pela presença desses dispositivos. Os chumbadores são utilizados para fixar blocos, cunhas ou placas de rocha individuais, além de proporcionar segurança aos trabalhadores e preservar a forma geométrica do túnel escavado (Maidl, Thewes e Maidl, 2013). A Figura 37 apresenta um desenho esquemático desse tipo de ancoragem em que o chumbador se diferencia do tirante por ser ancorado em toda a extensão da barra de aço.

Figura 37 – Desenho esquemático de um chumbador (este não apresenta o trecho livre presente nos tirantes)



Fonte: FHWA (2009, p. 176, tradução própria).

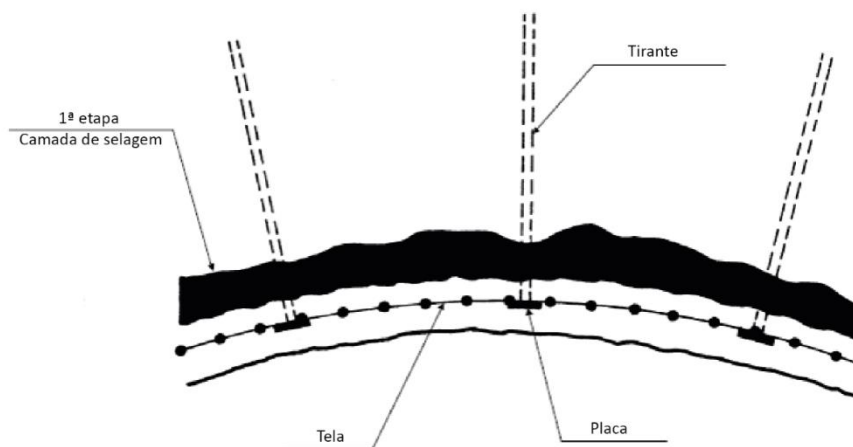
O efeito de reforço na rocha ocasionado pelos chumbadores é ativado pelo material circundante quando este se desloca, promovendo movimentações entre as discontinuidades. A barra presente passa a ser tracionada pela movimentação do maciço e auxilia a estabilidade da estrutura. FHWA (2009) descreve que os níveis de tensões de cisalhamento e tração que ocorrem no chumbador dependem das características do maciço de rocha ao redor da escavação, tal como a resistência e ductilidade, das propriedades do material de preenchimento do furo e dos parâmetros da barra de aço em si. Cabe salientar que um aspecto relevante da ancoragem (tirantes e chumbadores) diz respeito à proteção à corrosão, em que se verifica uma carência de referências que abordam o tema específico para túneis, sendo essas estruturas muito vulneráveis à presença de água e, por conseguinte à corrosão.

Tela metálicas

Esse tipo de suporte é utilizado em túneis escavados com maciço extremamente fraturado, podendo também ser utilizado em túneis escavados em solo ou rocha alterada (GERALDI, 2011). A tela metálica, geralmente eletrossoldada, é inserida em associação com chumbadores curtos e concreto projetado até que esteja totalmente aderida ao maciço de

rocha. A Figura 38 apresenta um exemplo de aplicação da tela em associação com tirantes e concreto projetado ao longo da abóbada do túnel.

Figura 38 – Tela com tirantes



Fonte: Campanhã e Boscov (1998, p. 39).

Devido ao procedimento de instalação das telas metálicas ser muito oneroso e complexo, associado ao elevado consumo de concreto, quando possível, estas vêm sendo substituídas por concreto projetado reforçado com fibras ao longo dos anos (GERALDI, 2011).

Revestimentos

Revestimentos de túneis são constituídos pelo conjunto de elementos que tem por objetivo manter a cavidade do túnel aberta e em estado de utilização, por meio do equilíbrio dos carregamentos potenciais e da manutenção de sua funcionalidade ao longo de sua vida útil (DER/SP, 2005c). Segundo a FHWA (2009) os revestimentos para túneis como sistemas estruturais instalados após a escavação têm por finalidade:

- Garantir suporte;
- Manter a abertura;
- Limitar a surgência de água subterrânea;
- Apoiar acessórios de suporte;
- Fornecer uma base à superfície exposta final.

Além disso, os revestimentos podem ser utilizados para estabilizar a escavação, como suporte permanente ou como uma combinação de ambos. Assim, a depender das

considerações de projeto, os revestimentos podem ser divididos em revestimento de primeira fase e revestimento de segunda fase. Os revestimentos primários ou temporários têm a função de assegurar a estabilidade do túnel logo após sua escavação e garantir a segurança da abertura até que o revestimento permanente seja instalado. Por sua vez, os revestimentos secundários ou permanentes devem ser projetados para atender aos requisitos de estabilidade estrutural, de durabilidade e de facilidade de manutenção (Maidl, Thewes e Maidl, 2013).

A utilização de duas etapas na execução do revestimento do túnel recebe o nome de construção em duas camadas e representa a variante convencional de construção (MAIDL; THEWES; MAIDL, 2013). Ainda segundo os autores, é possível construir o revestimento com cobertura única, aplicado em duas camadas, uma de concreto projetado simples e outra com concreto projetado impermeável reforçado com fibras de aço. Assim, no que tange ao processo construtivo convencional, os túneis podem ser revestidos por concreto moldado in loco, segmentos pré-moldados de concreto armado, placas de aço e Concreto projetado (FHWA, 2009). Neste trabalho serão feitas as considerações e detalhamentos acerca do revestimento em concreto projetado, conforme foi adotado para o revestimento do túnel hipotético de análise.

Revestimento em concreto projetado

O concreto projetado é um tipo de concreto lançado sob pressão através de uma mangueira pneumática ou tubulação, projetando o material em um local específico a altas velocidades. Seu comportamento se assemelha ao do concreto convencional, mas sua composição tem de ser diferente para que suas características reológicas sejam trabalháveis (Thomas, 2009). Cabe salientar que as especificações do concreto projetado devem seguir as orientações normativas e cada caso deve ser avaliado de acordo com o projeto em andamento.

USACE (1993) ressalta que o concreto projetado aplicado de forma apropriada é um material estruturalmente sólido e durável que apresenta excelentes características de aderência a um outro concreto existente, rocha, aço e muitos outros materiais. Por suas propriedades, pode ter alta resistência, baixa permeabilidade, boa resistência ao intemperismo e a alguns tipos de ataques químicos.

No contexto de sua aplicação, o concreto projetado pode ser aplicado de duas maneiras: por via seca ou por via úmida (USACE, 1993). No primeiro caso, o material cimentício e os agregados são misturados e armazenados em condição seca, ou misturados e

transportados diretamente à mangueira de projeção. No bocal de projeção, há um anel que injeta água uniformemente na mistura enquanto ela é lançada sobre a superfície. Por outro lado, no processo de via úmida, o material cimentício, os agregados, a água e os aditivos são misturados da mesma maneira que na produção de concretos convencionais. O material misturado alimenta o equipamento de transporte, normalmente uma bomba, que propela a mistura pela mangueira de projeção através de ar comprimido.

FHWA (2009) pontua as vantagens e as desvantagens da utilização de concreto projetado em túneis, conforme pode-se averiguar Tabela 16.

Tabela 16 — Vantagens e desvantagens do revestimento metálico

VANTAGENS	DESVANTAGENS
Preenche pequenas fissuras e aberturas	A aderência depende das condições da superfície, de sua rugosidade, da presença de água e da composição do concreto
Garante suporte inicial imediatamente após a escavação	Superfícies rochosas secas precisam ser umedecidas antes da aplicação do concreto
Reduz o potencial de movimentação de corpos rochosos ou partículas de solo	Superfícies empoeiradas, com fluxo ou filme de água ou outros contaminantes, reduzem a aderência do concreto
Não necessita de fôrmas para sua execução	-
Quando recebe fibras passa a possuir bom comportamento ao fogo	-

Fonte: FHWA (2009).

Apesar de apresentar algumas desvantagens, Maidl, Thewes e Maidl (2013) destacam que o concreto projetado é o material de suporte e revestimento mais importante para a construção de túneis modernos, além de ser um material de grande flexibilidade de aplicação, podendo ser adaptado para quaisquer alterações de requisitos.

O uso de aditivos no concreto projetado não é feito da mesma forma como nos concretos convencionais, sobretudo, devido à limitação dos equipamentos utilizados na projeção (USACE, 1993). Assim, para recompor a estrutura aerada do concreto que é perdida durante o bombeamento, são empregados incorporadores de ar como aditivos, exclusivamente

no processo de via úmida. Aditivos plastificantes são comumente utilizados com o intuito de melhorar a trabalhabilidade da mistura sem a necessidade de alterar a relação água/cimento, que, devido à fluidez necessária para o bombeamento (processo de via úmida), costuma ser mais elevada em concretos projetados que em concretos convencionais (Thomas, 2009). Por fim, os aceleradores de pega são os aditivos mais utilizados em concreto projetado para revestimento de túneis, nos quais se costuma ter a necessidade de altas resistências iniciais.

No que concerne ao traço do concreto projeto, Pillar (2014) enfatiza que, para promover uma abundância de pasta no concreto projetado, faz-se necessário elevar o consumo de cimento e areia. O objetivo desse aumento é garantir que a pasta atue como um amortecedor de impacto, e que o agregado graúdo tenha um desprendimento (rebound) mínimo da camada de projeção que está sendo executada. Os agregados para concreto projetado devem ter diâmetros menores ou iguais a 16 mm e diâmetros inferiores a 1/3 da espessura de cada camada (Kolymbas, 2005).

Por sua vez, no que tange às espessuras típicas de aplicação do concreto projetado aplicadas internacionalmente, Kolymbas (2005) apresenta os valores expostos na Tabela 17. Nacionalmente, nas melhores práticas, as espessuras costumam ser decididas através de classificações geomecânicas (Sistema Q ou RMR) e testadas em métodos de simulação numérica. Caso o revestimento apresente um bom coeficiente de segurança, a espessura é adotada, caso contrário, os valores são aumentados ou a combinação de elementos de suporte é alterada, de modo a garantir a segurança estrutural do túnel.

Tabela 17 - Espessuras típicas de revestimento em concreto projetado

<i>LOCAL DE APLICAÇÃO</i>	<i>ESPESSURA</i>
<i>Seção transversal escavada até 50 m²</i>	<i>≥ 20 cm</i>
<i>Seção transversal escavada > 50 < 100 m²</i>	<i>≥ 25 cm</i>
<i>Passagens, pocos</i>	<i>15 cm</i>

Fonte: Kolymbas (2005)

As espessuras tipicamente empregadas em túneis brasileiros, tomando como base algumas das obras já realizadas, são apresentadas na Tabela 18.

Tabela 18 – Espessuras típicas de concreto projetado no Brasil

OBRA (UF)	ESPESSURA DE CONCRETO PROJETADO
-----------	---------------------------------

Túnel Luís Eduardo Magalhães (BA)	Suporte temporário: 25 cm Revestimento definitivo: 15 cm
Túnel Tribunal de Justiça (SP)	Suporte temporário: 25 cm Revestimento definitivo: 20 cm
Túnel Ayrton Senna (SP)	Suporte temporário: 20 cm Revestimento definitivo: 20 cm
Passagem Fernando Vieira de Mello (SP)	Suporte temporário: 20 cm Revestimento definitivo: 15 cm
Túnel Max Feffer (SP)	Suporte temporário: 20 cm Suporte definitivo: 10 a 15 cm

Fonte: Adaptado de Celestino et al. (2006).

Por fim, é importante mencionar que a adição de fibras no concreto projetado tem se difundido amplamente nos últimos anos. USACE (1993) menciona que a adição de fibras metálicas melhora a ductilidade, a dureza e a resistência ao impacto e reduz a propagação de fissuras no concreto projetado. Apesar de contribuir pouco para a resistência à compressão e produzir incrementos modestos na resistência à flexão, após fissurada, a peça que possui reforço com fibras apresenta resistência superior. Por outro lado, as fibras de polipropileno, quando adicionadas ao concreto projetado, além de aumentarem a segurança contra incêndio, promovem melhoria do controle térmico e reduzem as fissuras ocasionadas por retração na secagem.

De acordo com FHWA (2009), as seguintes considerações devem ser feitas na hora de projetar ou decidir por um sistema de revestimento para o túnel:

- Os revestimentos mais eficientes para túneis são aqueles que possuem elevada flexibilidade e ductilidade.
- A flexibilidade permite que o revestimento se deforme e acompanhe até certo ponto a movimentação do maciço rochoso, de modo que haja uma mobilização das tensões e estabilização do material.

- A deformação do revestimento, obtida com o ganho de ductilidade, permite que os momentos atuantes se redistribuam e que os principais esforços atuantes sejam axiais.

2.3 ORÇAMENTO

Para que um projeto se torne viável, o orçamento é uma ferramenta fundamental que auxilia e possibilita o acompanhamento e o desempenho desse projeto e visa assegurar que o planejamento proposto seja colocado em prática, orientando sobre as possibilidades e as limitações pré-estabelecidas na fase conceitual.

Segundo González (2008), o orçamento, na sua visão tradicional, é uma previsão do custo ou preço de uma obra. Na visão do autor, O custo total da obra é o valor correspondente à soma de todos os gastos necessários para sua execução. Já o preço equivale ao custo acrescido da margem de lucro, logo, $C + L = P$. Porém, em alguns segmentos da construção civil, o grande número de empresas concorrentes faz com que o preço seja dado pelo mercado, de forma que o cliente ou contratante pesquise preços previamente e negocie a contratação com base nesta pesquisa. Neste caso a lógica do preço se torna reversa ($L = P - C$). De qualquer maneira, o orçamento deve ser executado antes do início da obra, possibilitando o estudo ou planejamento prévios, pensando em minimizar os seus custos a fim de obter o lucro máximo. O autor também reforça a importância do orçamento para o controle da obra durante o seu decorrer

Existem vários tipos de orçamento, e a forma de compor um orçamento depende da finalidade, da estimativa e da disponibilidade de dados. De modo geral, para se obter uma estimativa baseada apenas na concepção inicial de um projeto de túneis um orçamento paramétrico é o suficiente.

Orçamento paramétrico é um orçamento aproximado, adequado às verificações iniciais, como na fase de definição de projeto e estudos de viabilidade. Os custos de projetos podem ser estimados por dados históricos, preços unitários e, principalmente, a experiência dos custos de projetos semelhantes ou a partir de entidades que calculam indicadores, como a ITA (2016b), que propõe que os custos podem ser calculados pela primeira vez com base em um planejamento consolidado durante a fase de projeto, estando a precisão da estimativa diretamente relacionada ao nível do projeto, como mostra a Tabela 19.

Tabela 19 – Níveis e métodos de avaliação de custos

Fases	Definições iniciais (critérios básicos de projeto)	Projeto			Proposta	Construção
		Projeto conceitual	Projeto preliminar	Projeto final		
Conhecimento do Projeto	Não consolidado	Planejamento	Planejamento	Planejamento	Planejamento / contrato	Contrato
Nível de avaliação de custo	Estrutura de custo	Pré-consolidado	Consolidado	Consolidado	Consolidado	Consolidado
Método de avaliação de custos	Valores característicos	Custo Intermediário	Estimativa de custo preliminar	Estimativa de custo final	Verificação final	Contrato

Fonte: ITA (2016b). Elaboração: Autor

Como o túnel é uma estrutura linear, seu custo depende da taxa de avanço da construção, e, conseqüentemente, da força de trabalho, das condições geológicas, da adequação dos equipamentos, dos meios e métodos da empreiteira contratada e da experiência dos trabalhadores. Para a fase de planejamento, o Manual técnico americano para projeto e construção de túnel rodoviário (FHWA, 2009c), sugere que o conhecimento obtido de outros projetos possa estimar de custo de construção, incluindo materiais, mão de obra e equipamentos auxiliando na avaliação da produtividade dos serviços e, conseqüentemente, obter um orçamento mais próximo da realidade. Há outras formas melhor precisão no orçamento, como melhoramento dos estudos geológicos geotécnicos e pesquisas em campo, de maneira que o projeto seja elaborado considerando as variáveis que podem interferir na execução da obra, minimizando as diferenças entre o planejado e o executado.

O orçamento discriminado (ou detalhado) é composto por uma relação dos serviços ou atividades a serem realizadas. Os preços de cada um desses serviços são obtidos por composição de custos, as quais são, basicamente, “fórmulas” empíricas de preços, relacionando as quantidades e custos unitários dos materiais, de equipamentos e da mão-de-obra necessários para executar uma unidade do serviço considerado. De modo geral, os

orçamentos discriminados são subdivididos em serviços, ou grupos de serviços, facilitando determinação dos custos parciais. De acordo com a finalidade a que se destina, o orçamento será mais ou menos detalhado. A precisão varia, mas não se pode falar em orçamento exato, ou correto: existem muitas variáveis, detalhes e problemas que provocam erros, e nenhum orçamento está livre de incertezas, embora os erros possam ser reduzidos através do trabalho cuidadoso e da consideração de detalhes (Faillace, 1988; Parga, 1995).

Tendo em vista a particularidade de cada obra, especialmente no que tange a túneis, observa-se que a maioria das instituições internacionais optam por não utilizar um sistema de precificação de obras rodoviárias. O mecanismo mais próximo no Brasil para equalizar esta discrepância parece ser a criação de matriz de risco, em que estes são identificados e valorados de forma a serem introduzidos nos orçamentos públicos.

No Brasil, adota-se a metodologia exposta no Manual de Composição de Custos Rodoviários do DNIT (2003), de modo que os custos unitários e totais de cada serviço são calculados considerando bases de Composição e Custos Unitários (CCUs) constantes em sistemas referenciais, como o Sistema de Custos Rodoviário (SICRO), também aplicáveis a obras escavadas pelo método NATM e Cut and cover¹. Internacionalmente, países como Espanha e México dispõem de tabelas de preços de referência para obras rodoviárias, tanto de serviços quanto de materiais, na qual também são incluídos alguns serviços pertinentes à construção, à conservação e à reconstrução de túneis.

Para a elaboração de um preço total de uma obra, outras condicionantes devem ser consideradas. Segundo o Manual de Custos Rodoviários do DNIT (2003), para determinar o preço total de obras rodoviárias, em particular, devem ser levantados os custos referentes:

- Custo Direto dos Serviços;
- Custo de Administração Local;
- Mobilização e Desmobilização;
- Canteiro e Acampamento;
- Eventuais;

¹ *Cut and cover* é restrito tendo em vista que o orçamento é elaborado utilizando-se vários itens de obras de terraplenagem, de escavações, de fundações, de concreto etc., que agrupadas podem resultar em um orçamento não confiável, pois as composições de preço não são ajustadas para traduzir produções de equipes e de mão de obra específicas para execução de túnel pelo método *Cut and cover*.

- Despesas Financeiras;
- Administração Central;
- Margem;
- Impostos sobre o Faturamento.

O Custo Direto dos Serviços refere-se à soma dos custos dos insumos, como materiais, mão de obra e equipamentos, necessários para a realização dos serviços. Por sua vez, o Custo de Administração Local está relacionado aos custos locais que não são diretamente vinculados à execução direta do serviço, incluindo custo da estrutura organizacional, seguros e despesas diversas, referentes a determinada obra. A parcela referente à Mobilização e Desmobilização compreende as despesas para transportar os recursos humanos, bem como todos os equipamentos e instalações necessários às operações realizadas, desde sua origem até o canteiro de obra. Os custos inerentes às Despesas Financeiras, Administração Central e Margem, além dos Eventuais, apresentam variações percentuais que geralmente se limitam a uma faixa restrita e, por fim, os Impostos sobre o Faturamento contemplam a parte fixa e obrigatória relacionada aos tributos que incidem sobre o preço da obra (DNIT, 2003).

Embora as Diretrizes básicas para elaboração de estudos e projetos rodoviários do DNIT recomendem o detalhamento do custo global da obra considerando os quantitativos dos serviços, o fornecimento dos materiais e os transportes desses materiais devem ser adequadamente avaliados (DNIT, 2006b). Para a elaboração desse trabalho, foi utilizada a base de Composição e Custos Unitários (CCUs) do Novo Sistema de Custos Rodoviários (SICRO), sob gestão do DNIT, a fim de obter um orçamento paramétrico dos custos unitários dos serviços de tratamentos e suportes correspondentes às classificações geomecânicas.

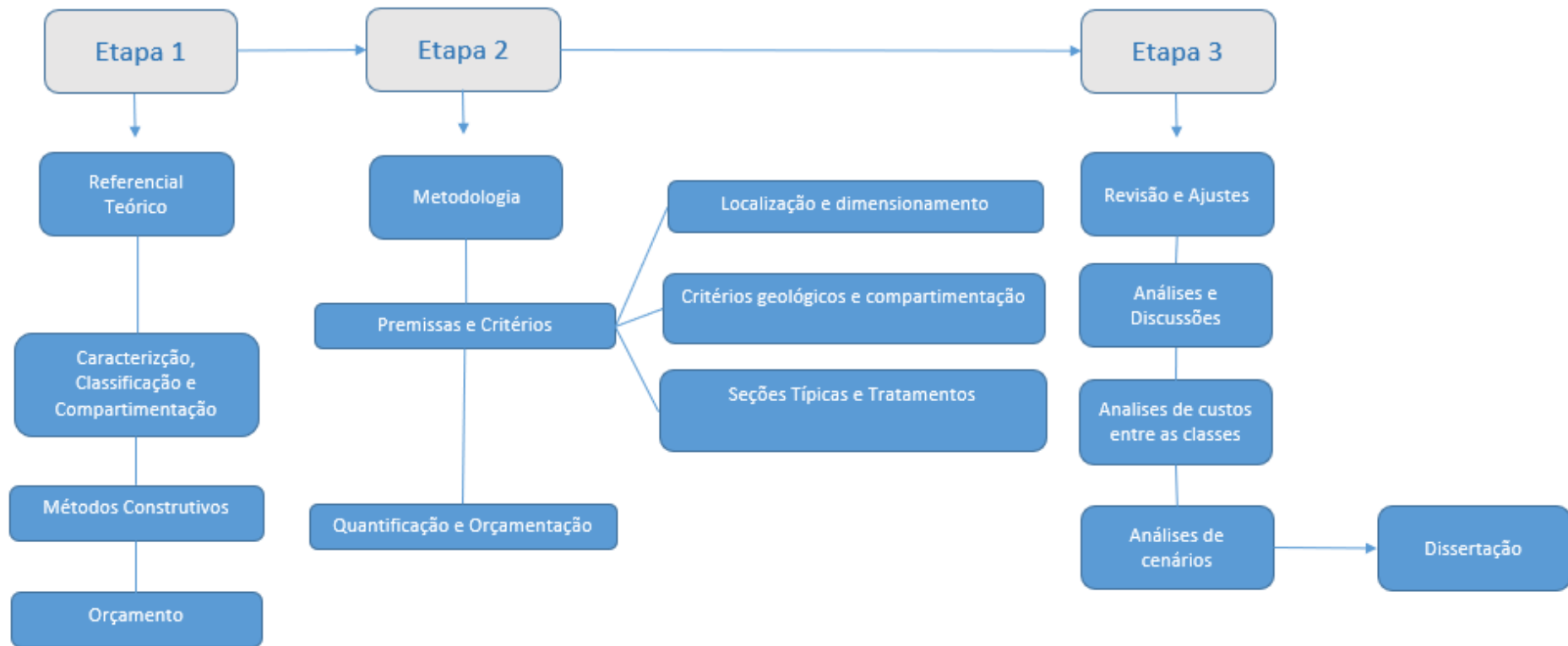
Para possibilitar os estudos orçamentários foi necessário realizar o levantamento e quantificação dos serviços previstos no projeto de um túnel hipotético de acordo com a classificação geomecânica, a definição dos custos unitários desses serviços e a composição do preço final. Assim, possibilita-se obter um valor global para fazer as análises comparativas desses trechos.

3 METODOLOGIA

Compreendendo a grande complexidade acerca de projetos voltados para túneis rodoviários, em termos gerais, foi necessário estabelecer condições que possibilitassem a elaboração dos estudos aqui propostos.

O processo metodológico pode ser dividido em três etapas: primeiramente, a definição das premissas e critérios utilizados para a caracterização do túnel hipotético, seguido do levantamento quantitativo dos suportes e tratamentos considerados para as análises e, por fim, atribuição dos custos e as análises comparativas das classificações.

Figura 39 - Fluxograma metodológico.



Fonte: Autor (2022)

Para a realização dos comparativos entre os custos de escavação, foi determinante que o objeto de estudo fosse analisado na fase de Projeto Básico e considerado que os elementos das fases anteriores já estivessem sido cumpridos, utilizando como referencial os faseamentos propostos no documento “Esboço Básico 103 - Projeto Executivo de Engenharia Para Construção de Rodovias Rurais”, elaborado pelo DNIT. Além das orientações propostas pelo DNIT foram consideradas as diretrizes básicas e referenciais da Instrução de Projeto (IP-DE-C00/002), elaboradas pelo Departamento de Estradas e de Rodagem de São Paulo – DER-SP, que definem as condições e padrões mínimos na elaboração de projetos de túneis

3.1 PREMISSAS E CRITÉRIOS

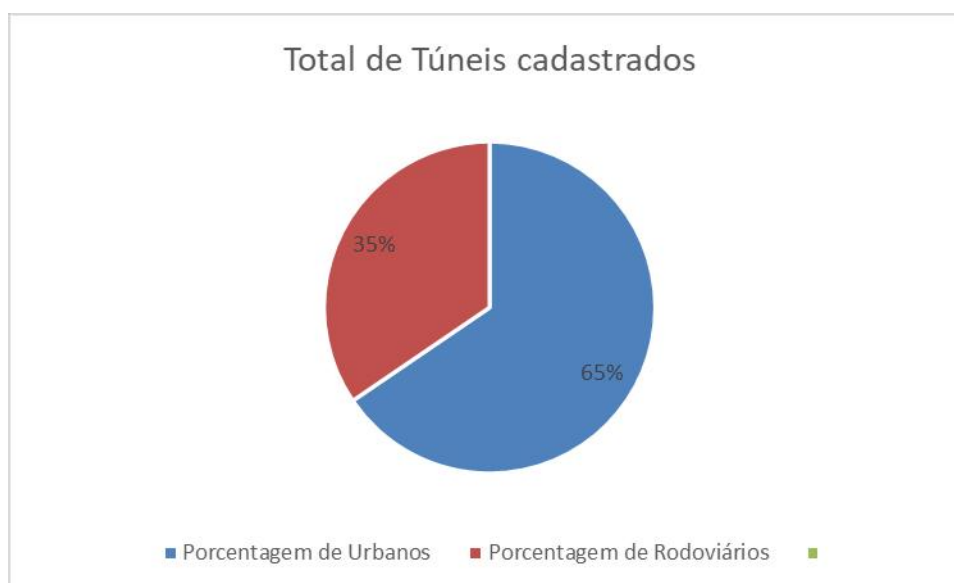
Como base no levantamento realizado em sites de livre acesso e, complementado com os túneis catalogados no livro Túneis do Brasil (2006), foi possível estabelecer um referencial do panorama de túneis construídos no Brasil, dentre os quais, foram selecionados os túneis rodoviários. Embora algumas informações técnicas importantes como metodologia construtiva, geometria e tratamentos realizados nesses túneis não estejam públicas, a partir do levantamento, foi possível identificar as regiões onde esses túneis estão concentrados, bem como, suas extensões.

Na prática da engenharia brasileira o método construtivo NATM é o mais comum e por esse motivo foi o método de escavação selecionado para a elaboração dos estudos. Considerou-se ainda que o emboque seja escavado em solo, passando por uma fase de transição que se dará na interface solo/rocha, até a escavação em rocha.

3.1.1 Localização e dimensionamento do Túnel de análise

Para determinar a localização e o dimensionamento do túnel rodoviário hipotético foi realizado um levantamento dos túneis cadastrados no Brasil. Nesse levantamento, foram cadastrados um total de 171 túneis, entre rodoviários e urbanos, e considerados os 59 túneis rodoviários, representando 35% do total dos túneis cadastrados, conforme o gráfico abaixo:

Gráfico 1- Total de túneis cadastrados no Brasil (Elaboração: Autor)



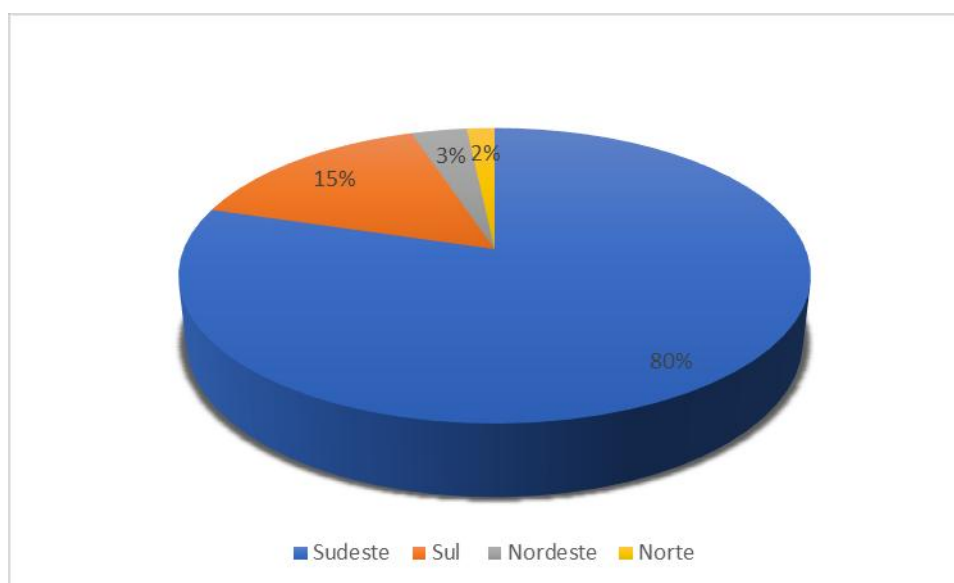
Do somatório geral dos túneis rodoviários, cerca de 80% dos túneis encontrados estão localizados na região sudeste (Tabela 20)

Tabela 20- Distribuição dos Túneis rodoviários por região

Região	Porcentagem de túneis rodoviários por regiões	Percentual
Sudeste	47	80%
Sul	9	15%
Nordeste	2	3%
Norte	1	2%
Total	59	
Total		100%

(Elaboração: Autor)

Gráfico 2- Distribuição de Túneis por regiões (Elaboração: Autor)



(Elaboração: Autor)

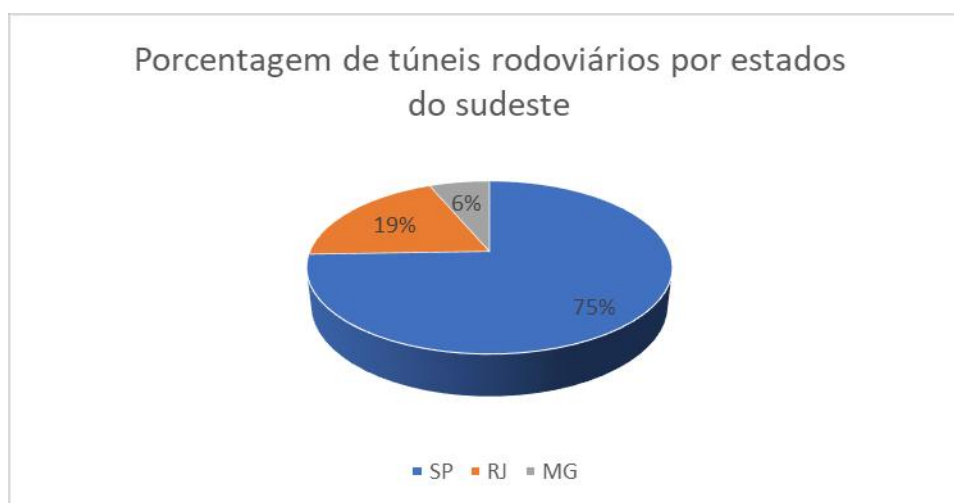
Na região Sudeste, estão cadastrados túneis nos Estados de São Paulo Rio de Janeiro e Minas Gerais, onde a maior parte dos túneis rodoviários concentram-se no Estado de São Paulo (Tabela 21).

Tabela 21- Porcentagem por Estados

Estado	Porcentagem de túneis rodoviários por estados do sudeste	Percentual
SP	35	75%
RJ	9	19%
MG	3	6%
Total	47	
Total		100%

(Elaboração: Autor)

Gráfico 3- Porcentagem por Estados (Elaboração: Autor)



(Elaboração: Autor)

Diante do cenário encontrado, as dimensões de extensão, geometria e área da seção do túnel hipotético, foram calculadas a partir da média representativa dos túneis rodoviários do Estado de São Paulo e encontradas as dimensões de 504,81 metros de comprimento e para a área de seção típica a média de 128,92 m².

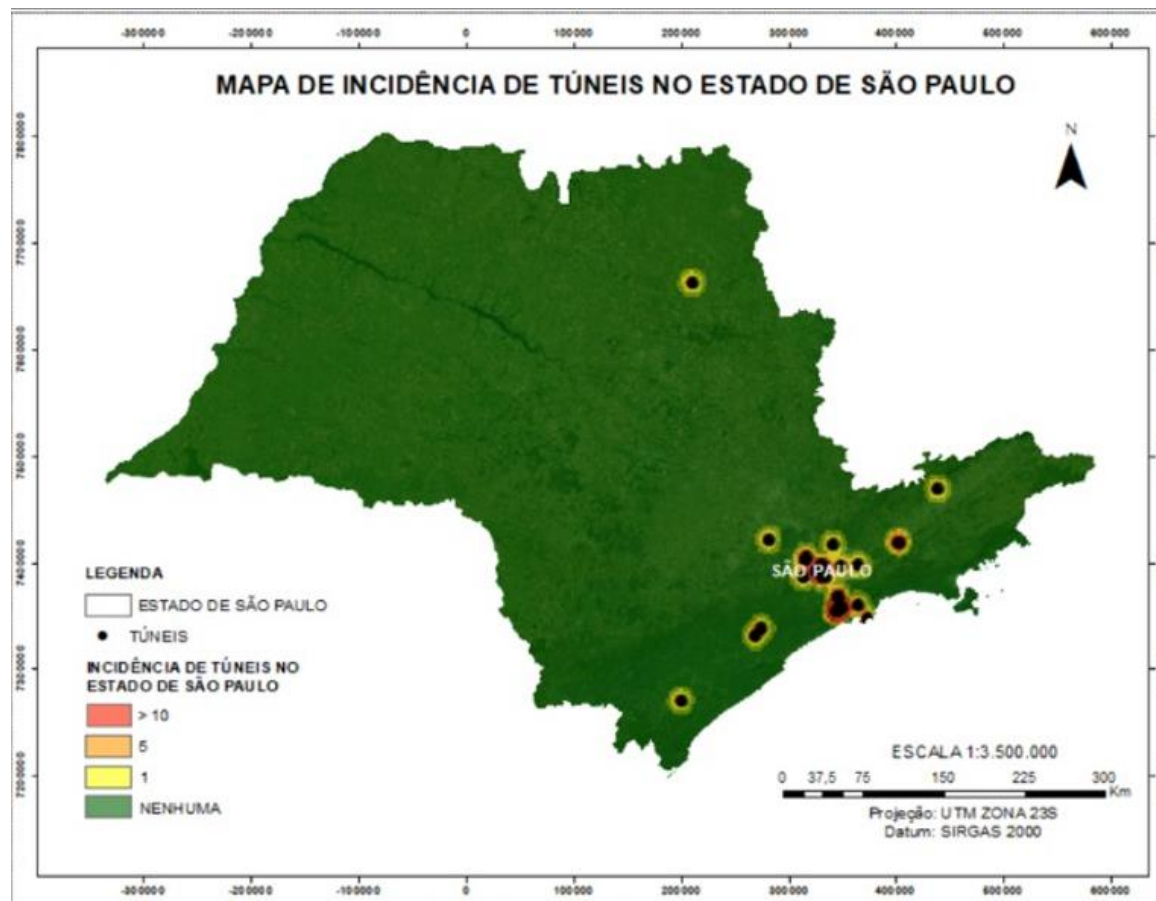
De acordo com a Instrução Técnica (IT) 35/2019 do Corpo de Bombeiros do Estado de São Paulo (item 5.2.2.1), para túneis com extensões entre 500m e 1000m os acessos e saídas de emergência devem conter áreas de refúgio de veículos, a cada 500 m e seria necessário a adoção de seções extras para o cumprimento da Instrução. Portanto, para os cálculos e abordagens desenvolvidas neste trabalho, adotou-se a extensão total de 425m, considerando somente uma seção típica para cada classificação geomecânica, por se tratar de um túnel hipotético simples (um tubo) e com o propósito de simplificar os estudos realizados.

3.1.2 Geologia e compartimentação geomecânica

Para a determinação da geologia e adoção da classificação geomecânica ao longo do túnel hipotético foram consideradas as condicionantes geológicas locais onde se concentram o maior número de túneis do Estado de São Paulo.

Para a identificação dessa área, cada túnel rodoviário do Estado de São Paulo foi localizado geograficamente (Figura 40) e gerado um mapa temático de incidência, indicando a região com maior concentração de túneis rodoviários.

Figura 40 - Mapa de incidência dos túneis do Estado de São Paulo.

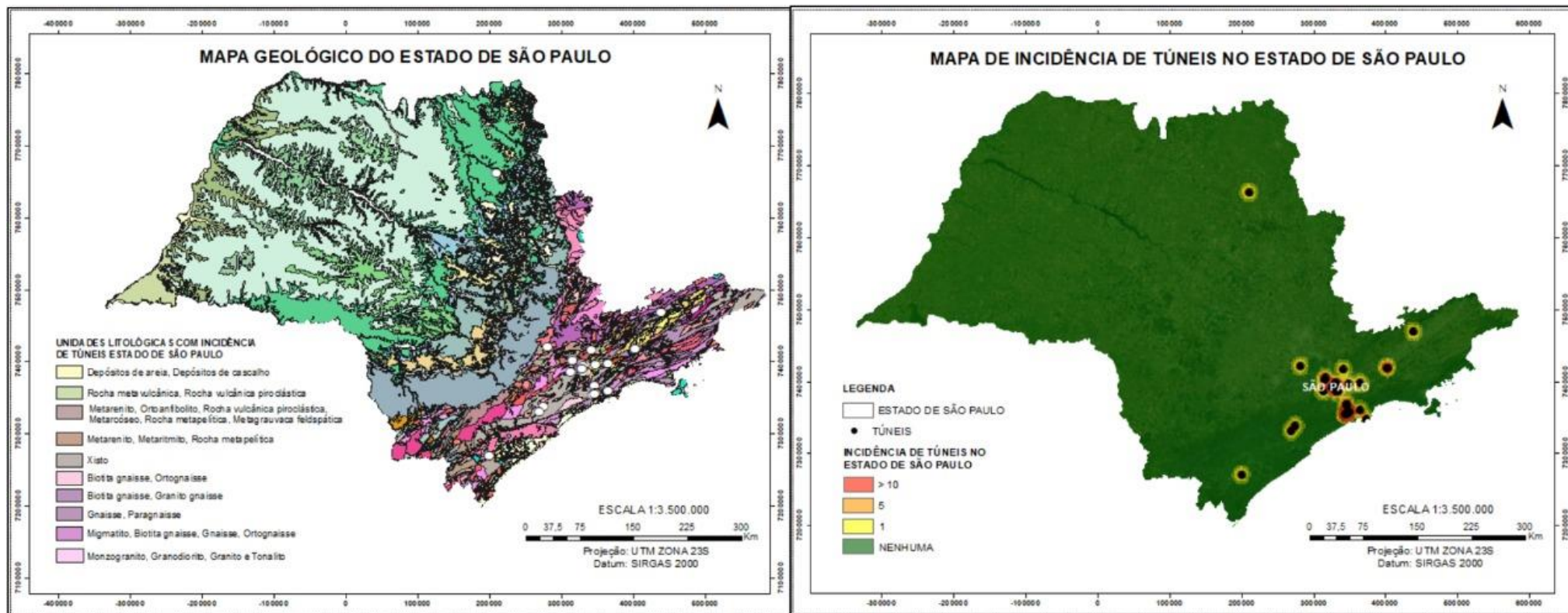


(Elaboração: Autor)

A partir da identificação da região com maior incidência de túneis rodoviários, foram verificadas as características geológicas regionais, a fim de identificar as assembleias de rochas e tipos de solos possíveis a serem escavadas. (Figura 41).

*

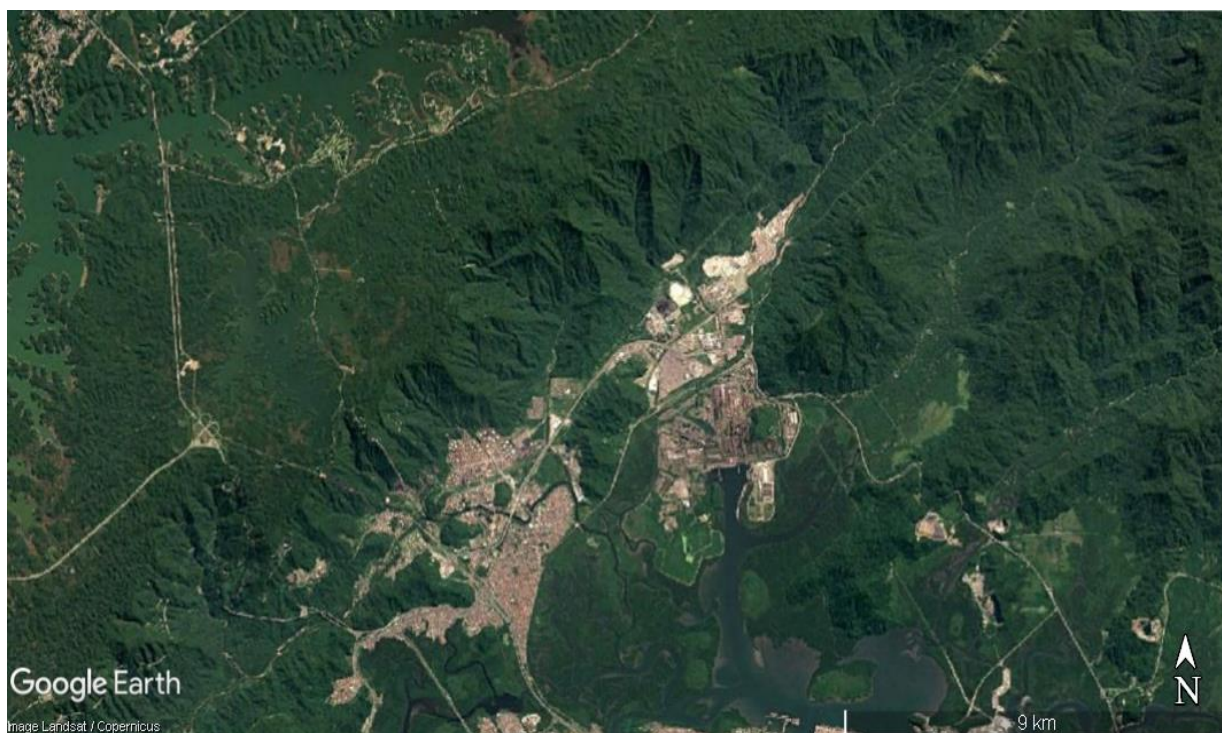
Figura 41- Localização Geológica.



(Elaboração: Autor)

A partir das pesquisas realizadas verificou-se que a região de maior concentração dos túneis está localizada na província Costeira (Figura 42). A Província Costeira, definida por Almeida (1964), corresponde: “a área do Estado drenada diretamente para o mar, constituindo o rebordo do Planalto Atlântico. É, em maior parte, uma região serrana contínua, que à beira-mar cede lugar a uma sequência de planícies de variadas origens”.

Figura 42 -Serra do Mar.



(Fonte: Google Earth Pro)

Na área de estudo são encontrados relevos da Serrania Costeira e Baixada litorânea (IPT, 1981). A Serrania Costeira possui cinco zonas na qual se destaca a Serra do Mar. Almeida (1953) denomina para Serra do Mar como um sistema de escarpas e montanhas que, desde o norte do Estado de Santa Catarina até o Estado de Rio de Janeiro, limita a borda oceânica do Planalto Atlântico. Localmente denominado de Serra de Cubatão, essa região possui grandes desníveis gerados por acidentes tectônicos, falhamentos ou fortes flexurais. São encontradas as seguintes unidades de relevo na Serra do Mar (IPT, 1981):

- Escarpas Festonadas: desfeitas em anfiteatros separados por espigões, topos angulosos, vertentes com perfis retilíneos. Drenagem de alta intensidade, padrão subparalelo e dendrítico, vales fechado;

- Escarpas com espigões digitados: compostas por grandes espigões lineares subparalelos, topos angulosos, vertentes com perfis retilíneos. Drenagem de alta intensidade, padrão paralelo-pinulado, vales fechados.

Paula (2008) elaborou um quadro síntese das características do meio físico nas unidades geológicas geotécnicas situadas na Serrania costeira, conforme apresentado no Quadro 1:

Quadro 1- Unidades Geológicas Geotécnicas

Unidades geológico-geotécnicas	Características do Meio Físico				Processos geológicos e comportamentos geotécnicos
	Geologia	Geomorfologia	Solos	Hidrologia / Hidrogeologia	
UGG-04	Migmatitos homogêneos	<ul style="list-style-type: none"> - Anfiteatros separados por espigões digitados, - Topos angulosos, - Vertentes retilíneas. (Escarpas Festonadas) e paralelo-pinulado, - Vales fechados Ex.: Fotos 6, 7 e 8	<ul style="list-style-type: none"> - Espessura: pouco profundo (< 2 m) - Presença de rocha alterada ou parcialmente alterada 	<ul style="list-style-type: none"> - Alta densidade de drenagem - Padrão sub-paralelo a dendrítico - N.A. raso (entre 2 e 10 m) 	<ul style="list-style-type: none"> - Entalhe erosivo das vertentes - Rastejos - Escorregamento de solos; - Queda de blocos
UGG-05 Ex. Foto 3	Migmatitos com paleossoma xistoso		<ul style="list-style-type: none"> - Espessura: pouco profundos (< 2 m) - Textura argilosa - Pouco permeáveis - Cobertura coluvial: espessuras < 0,5 m - Presença de blocos de rocha 	<ul style="list-style-type: none"> - Alta densidade de drenagem - Padrão sub-paralelo a dendrítico - N.A. podendo atingir dezenas de metros ou estar aflorante nas encostas. 	<ul style="list-style-type: none"> - Escorregamento de solos; - Queda de blocos - Suscetível à erosão (produto de alteração arenoso).
UGG-06 Ex. Fotos 4 e 5	Granitos e granitóides		<ul style="list-style-type: none"> - Espessura: variável, podendo atingir dezenas de metros nas colinas e ausentar-se nas encostas - Textura areno-argilosa - Cobertura coluvial: espessura 2 m e textura areno-argiloso Ex. Figura 5		
UGG-07	Quartzitos	<ul style="list-style-type: none"> - Granular com cascalhos e matacões, pouco espessos - Cobertura coluvial: pouco desenvolvidos e textura arenosa Ex. Figura 6	<ul style="list-style-type: none"> - Alta densidade de drenagem - Padrão sub-paralelo a dendrítico - N.A. raso 	<ul style="list-style-type: none"> - Queda de blocos 	
UGG-08	Cataclásitos		<ul style="list-style-type: none"> - Composição variável (argilo-silte-arenosa) - Espessura: pode atingir dezenas de metros 	<ul style="list-style-type: none"> - Alta densidade de drenagem - Padrão sub-paralelo a dendrítico - N.A. podendo atingir uma dezena de metros. 	<ul style="list-style-type: none"> - Forte entalhe erosivo das vertentes - Rastejo - Escorregamento de solo - Queda de blocos
UGG-09	Depósitos de tálus	Sopé de vertentes	<ul style="list-style-type: none"> - Composição: blocos de rocha com variados tamanhos, em geral, arredondados, envolvidos ou não por matriz areno-silto-argilosa, frequentemente saturada - Permeabilidade alta Ex. Figura 7	<ul style="list-style-type: none"> - N.A. variável. 	<ul style="list-style-type: none"> - Solos instáveis - Suscetibilidade a escorregamento; - Rastejo

(Fonte: Paula J.P. et.al, 2008)

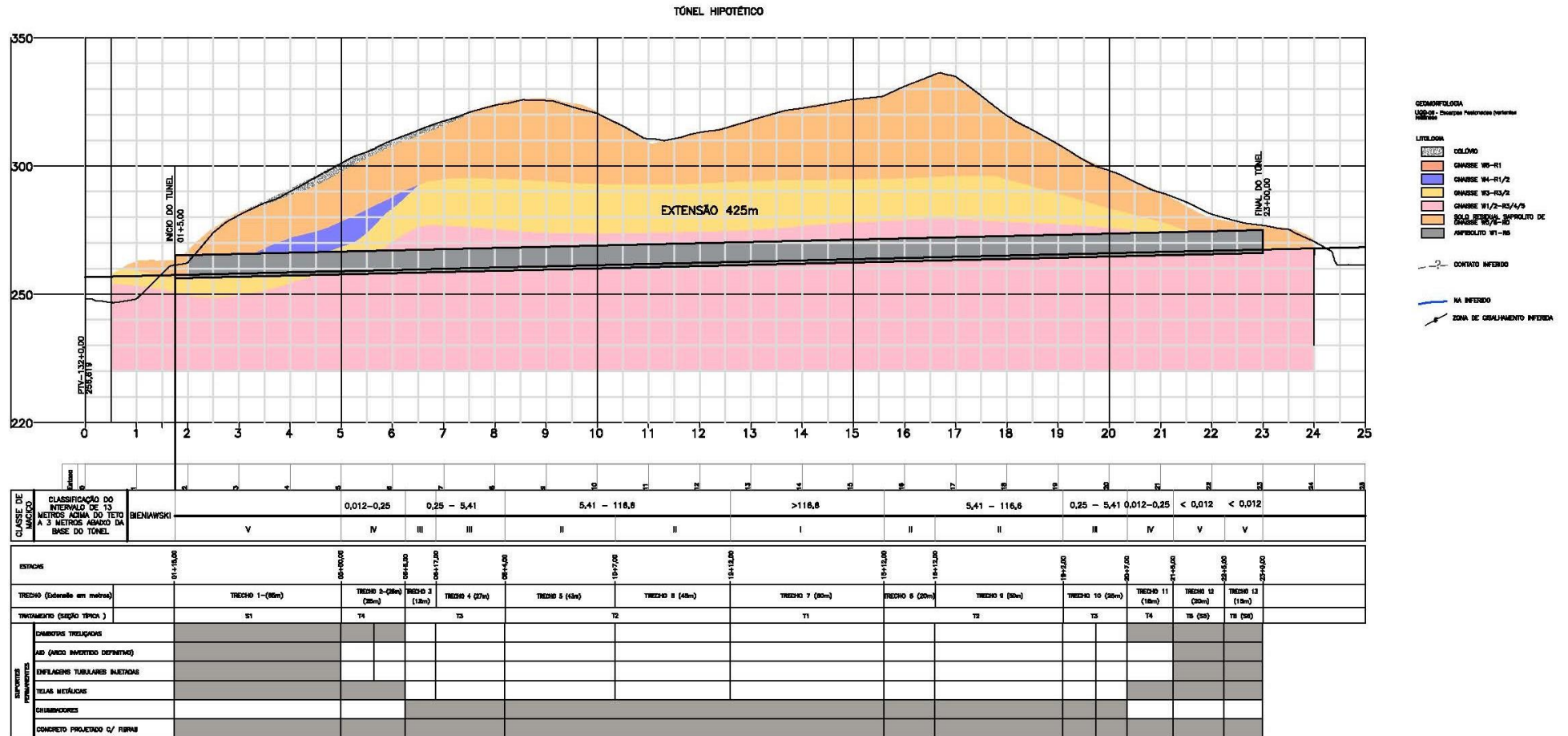
Considerando as inúmeras variáveis geológicas e a complexidade na determinação desses modelos, não foram consideradas as condicionantes que influenciam um comportamento de um túnel quanto à hidrogeologia, sendo o sistema de drenagem não considerado nos quantitativos de tratamentos.

Para o desenvolvimento do trabalho também não foram considerados os métodos de escavação, uma vez que em projetos de túneis a metodologia de escavação é fundamental para determinação da eficiência da escavação. A partir do plano de escavação, determina-se o ciclo de escavação, a caracterização do tipo do material escavado e suas respectivas distâncias médias de transporte de material escavado (DMT). Os métodos de avanços influenciam diretamente nos custos finais, uma vez que a composição dos custos diretos de serviços, materiais estão intrinsicamente ligados às classificações geomecânicas.

Para que as cinco classes de túneis fossem contempladas adotou-se uma topografia que permitisse esse tipo de compartimentação, com base nas características geomorfológicas da região selecionada. Assim, geomorfologicamente o túnel hipotético é classificado como Escarpas Festonadas caracterizadas pela presença de anfiteatros separados por espigões, topos angulosos, vertentes com perfis retilíneo. De acordo com a classificação elaborada por Paula (2008), o túnel hipotético estaria localizado na unidade geológica-geotécnica UGG 06 composto geologicamente por granitóides e coberto pedologicamente por colúvios areno-argilosos com pouca espessura (até 2 metros).

A Figura 43 - Perfil Geológico Geotécnico, ilustra o perfil geológico do túnel hipotético considerado no presente trabalho.

Figura 43 - Perfil Geológico Geotécnico.



(Elaboração: Autor)

Através dos levantamentos realizados e da interpretação das informações obtidas foi adotado ao longo do traçado proposto, um perfil geológico-geotécnico, e elaborada uma Compartimentação Geomecânica (no qual foi definida a seção tipo de tratamento a ser utilizada. Os sistemas de suporte indicados neste trabalho levam em consideração as experiências vividas pelo autor e considera que os dimensionamentos propostos são suficientes para garantir a estabilização da escavação.

O Quadro 2 ilustra a compartimentação geomecânica adotada no túnel hipotético.

Quadro 2 - Compartimentação Geomecânica.

COMPARTIMENTAÇÃO GEOMECÂNICA

Extensão (m) 1 + 15	5+0,00	6+5,00	6+17,00	8+4,00	10+07,00	12+12,00	15+12,00	16+12,00	19+2,00	20+7,00	21+5,00	22+5,00	23+0,00
	V	IV	III	III	II	II	I	II	II	III	IV	V	V
	65	25	12	27	43	45	60	20	50	25	18	20	15

SEÇÕES TRANSVERSAIS

5+0,00	6+5,00	6+17,00	8+4,00	10+07,00	12+12,00	15+12,00	16+12,00	19+2,00	20+7,00	21+5,00	22+5,00	23+0,00
S1	T4	T3		T2			T1	T2		T3	T4	S1

Classe I				Classe II				Classe III				Classe IV				Classe V								
EST. FINAL	EST. INICIAL	Extensão (m)		EST. FINAL	EST. INICIAL	Extensão (m)		EST. FINAL	EST. INICIAL	Extensão (m)		EST. FINAL	EST. INICIAL	Extensão (m)		EST. FINAL	EST. INICIAL	Extensão (m)						
15	12	12	12	60	16	12	15	12	20	20	7	19	2	25	6	5	5	0	25	5	0	1	15	65
				0	12	12	10	7	45	8	4	6	17	27	21	5	20	7	18	23	0	22	5	15
				0	10	7	8	4	43	6	17	6	5	12					0	22	5	21	5	20
				0	19	2	16	12	50					0					0					0
				0					0					0					0					0
Extensão total da classe(m)				60,00	Extensão total da classe(m)				158,00	Extensão total da classe(m)				64,00	Extensão total da classe(m)				43,00	Extensão total da classe(m)				100,00
				14%					37%					15%					10%					24%

Extensão total (m)	425,00
--------------------	--------

(Elaboração: Autor)

3.1.3 Seções típicas e tratamentos

Durante o processo de escavação de um túnel devem ser consideradas as inúmeras fases de transições que o material escavado pode apresentar, desde a região de cobertura do túnel, bem como a região abaixo do greide de projeto. A partir dessa avaliação são propostos os suportes e tratamentos necessários para uma escavação segura. Em um túnel misto, em que as primeiras etapas de escavação são realizadas em solo (região de Emboque e Desemboque), ao primeiro sinal de mudança na competência do material, o tratamento deve ser readequado, de modo que possa garantir a estabilização da frente de escavação.

Dito isto, e prevendo essas transições, os projetos de túneis são elaborados com várias seções de tratamento afim de contemplar as possíveis situações para escavações mistas. Entretanto, por se tratar de um túnel hipotético, neste trabalho foram adotadas apenas cinco seções típicas, considerando uma seção para cada classe de maciço.

De modo a simplificar o entendimento das análises aqui apresentadas foram consideradas para cada classificação um tipo de tratamento a ser empregado. Os tratamentos típicos de 1ª Fase recomendados para Classes de Maciço determinados para o túnel hipotético são apresentados na Tabela 22:

Tabela 22 - Tratamentos típicos de 1ª Fase.

Seção Típica	Classe de Maciço	Descrição dos tratamentos
T1	I Rocha Sã $80 > \text{RMR} < 100$	Nenhum suporte ou, eventualmente, chumbadores esporádicos e concreto projetado (mínimo 5cm) em áreas limitadas (teto). Avanços permitidos de até 4,0 m por ciclo
T2	II Rocha Sã, pouco fraturada $60 > \text{RMR} < 80$	Chumbadores no teto, espaçados a cada 2,5 m com concreto projetado (mínimo 5cm) em áreas limitadas (teto) avanços permitidos de até 4,0m por ciclo
T3	III Rocha Sã Fraturada $40 > \text{RMR} < 60$	Chumbadores no teto, espaçados a cada 2,0 m com concreto projetado de 10 cm de espessura no teto e paredes. Avanços permitidos de até 3m por ciclo. Obrigatoriedade de aplicação dos suportes junto a frente
T4	Rocha alterada e zonas de falhas de pequena espessura $20 > \text{RMR} < 40$	Concreto projetado com reforço com fibras de aço de 21 cm de espessura, no teto e paredes. Cambotas metálicas de treliça e/ou “costelas” de concreto projetado, com avanços permitidos de até 2m por ciclo, obrigatoriedade de suportes

completos antes de novo avanço

S1	V (Solo nos emboques e zonas de falhas espessas ->1 RMR<20	Concreto projetado com reforço com fibras de aço de 25 cm de espessura, no teto e paredes. Cambotas metálicas de treliça e/ou “costelas” de concreto projetado, com 25cm de espessura. Enfilagens injetadas, se necessário. Avanços permitidos de até 1 m por ciclo, com obrigatoriedade de suportes completos antes de novo avanço.
----	---	--

(Elaboração: Autor)

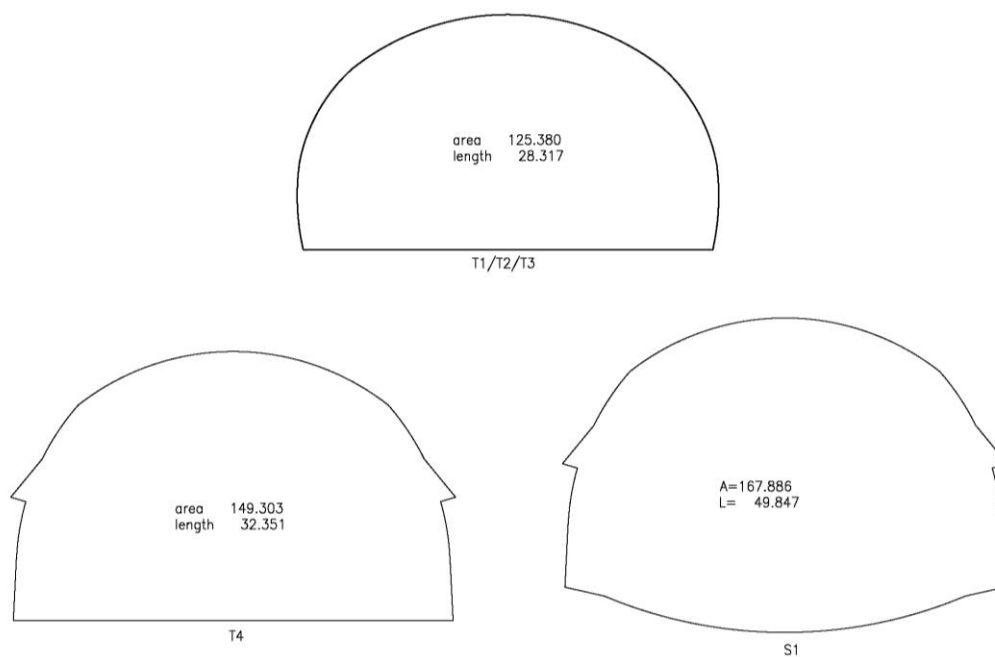
Para as classes I, II e III como suportes, foram adotadas barras de aço (chumbadores) ao longo da seção e aplicação de concreto projetado reforçado com fibras, variando somente as quantidades dos chumbadores e a espessuras de concreto projetado reforçado com fibra de polipropileno (CPRF) de acordo com a classificação.

Para a classe IV e V foram considerados a aplicação de reforço do maciço com enfilagem injetada, cambota treliçada, Tela Metálica e Arco Invertido Definitivo (AID) além do concreto projetado reforçado.

Para o preenchimento da cambota adotou-se a utilização de concreto projetado com espessura de 25 cm, armado com cambota treliçada e fibra de aço ou fibra de polipropileno sendo utilizada a mesma espessura para o preenchimento do AID.

Para as classes I, II e III foi adotada uma seção (T1/T2/T3) com uma área total de 134,62 m². Para a classe IV foi adotada uma seção (T4) com área total de 149,984 m² e para o tratamento em classe V adotada uma seção de tratamento (S1) com área total de 167,886 m² de acordo com a Figura 44 .

Figura 44 - Seções de Tratamento.

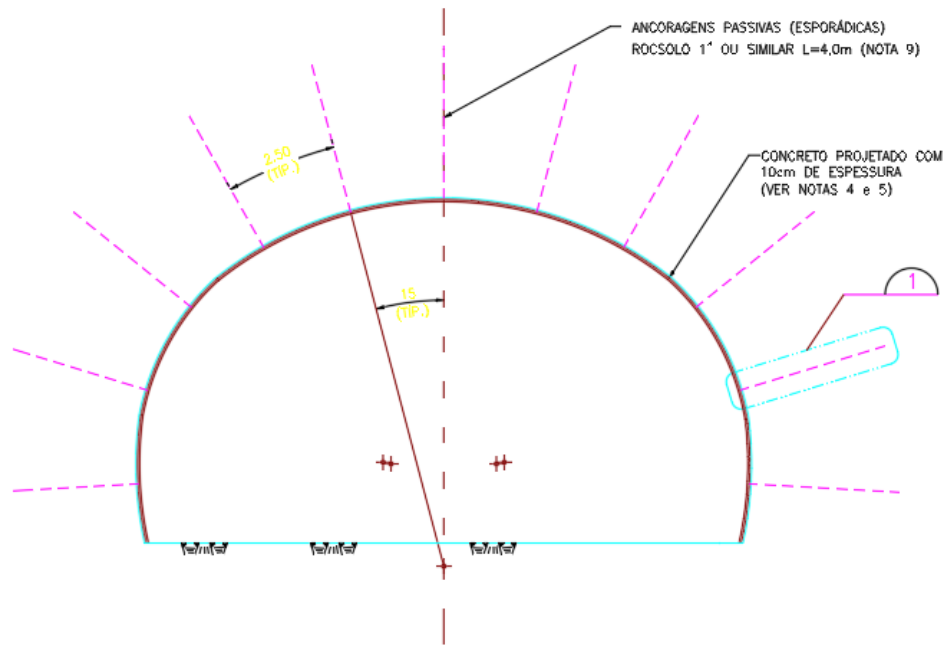


Classe	Seção	Área 1ª Fase (m ²)	Área 2ª Fase (m ²)	Área Total (m ²)
I	T1			
II	T2	125,383	9,079	134,462
III	T3			
IV	T4	71,961	78,023	149,984
V	S1	71,966	95,921	167,886

(Elaboração: Autor)

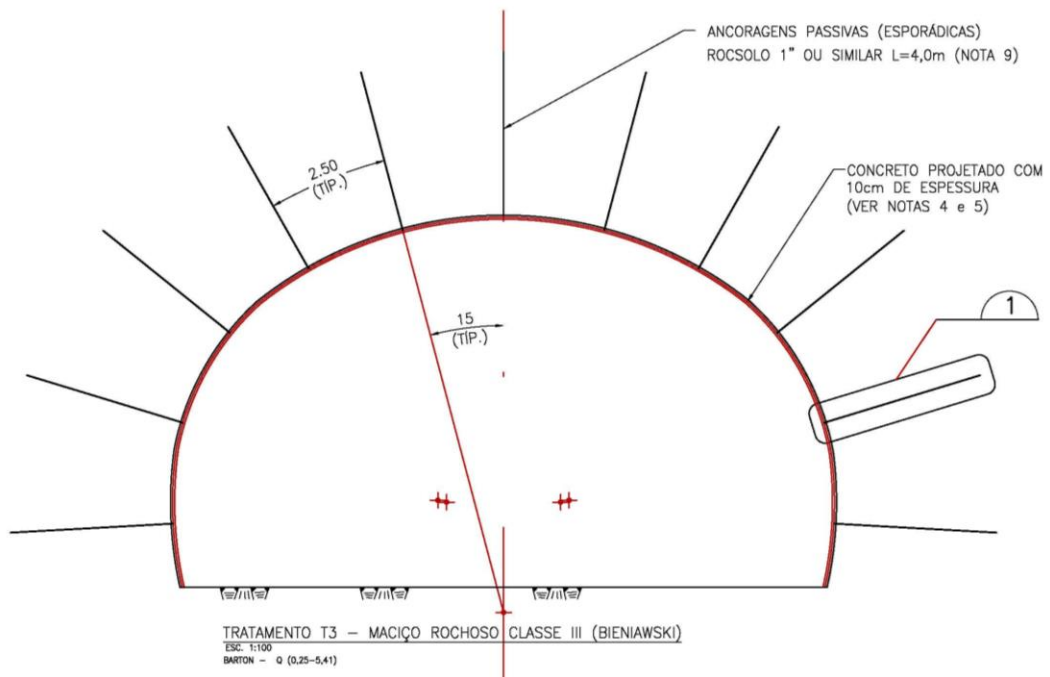
As figuras 45 - 49 apresentam os suportes utilizados para cada classificação geomecânica conforme apresentado nas abaixo:

Figura 45 - Seção de Tratamento - Classe I



TRATAMENTO - MACIÇO ROCHOSO CLASSE I (BIENIAWSKI)
 ESC. 1:100
 BARTON - Q (>116,6)

Figura 46 - - Seção de Tratamento - Classe II



TRATAMENTO T3 - MACIÇO ROCHOSO CLASSE III (BIENIAWSKI)
 ESC. 1:100
 BARTON - Q (0,25-5,41)

Figura 47- Seção de Tratamento – Classe III

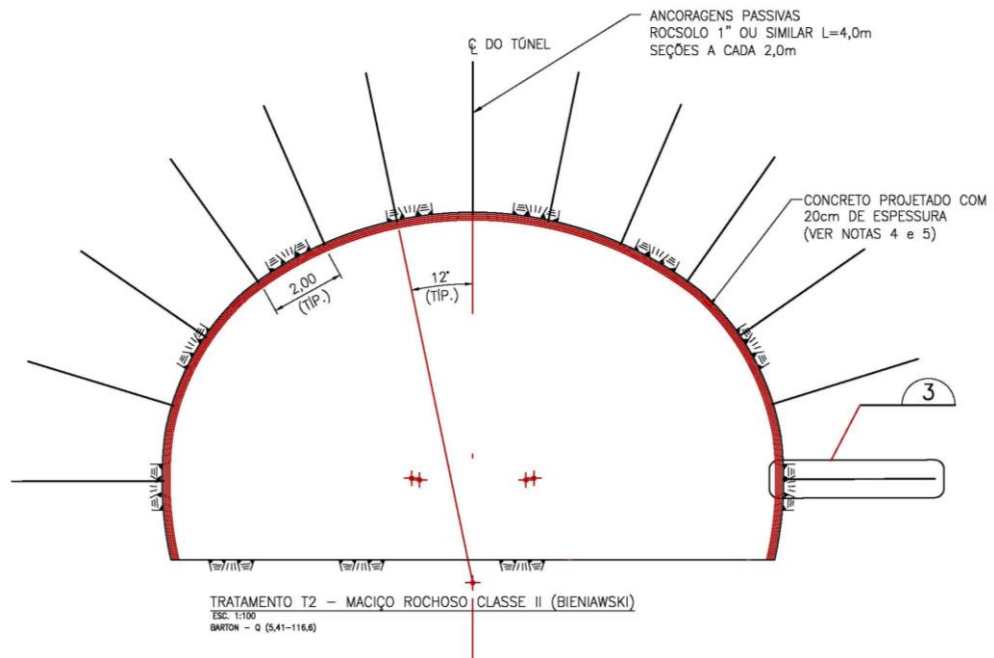


Figura 48 -- Seção de Tratamento - Classe IV

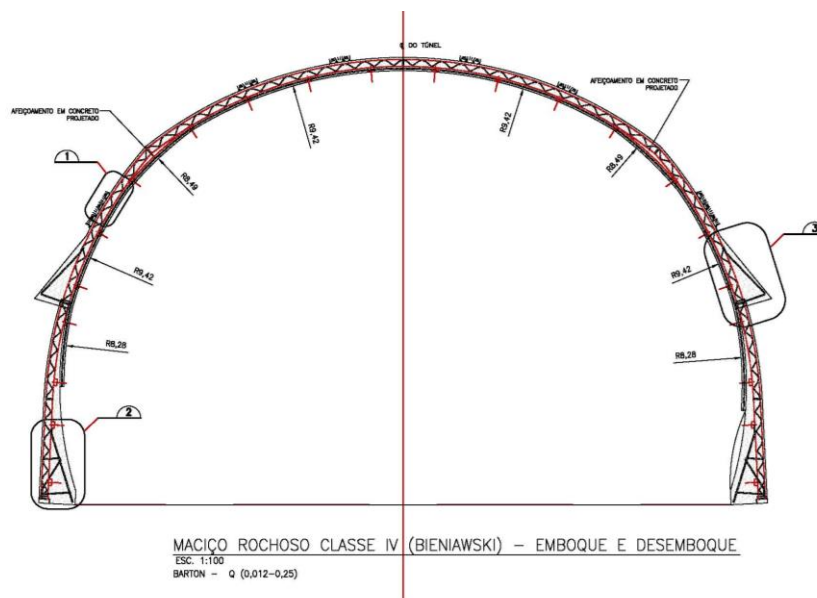
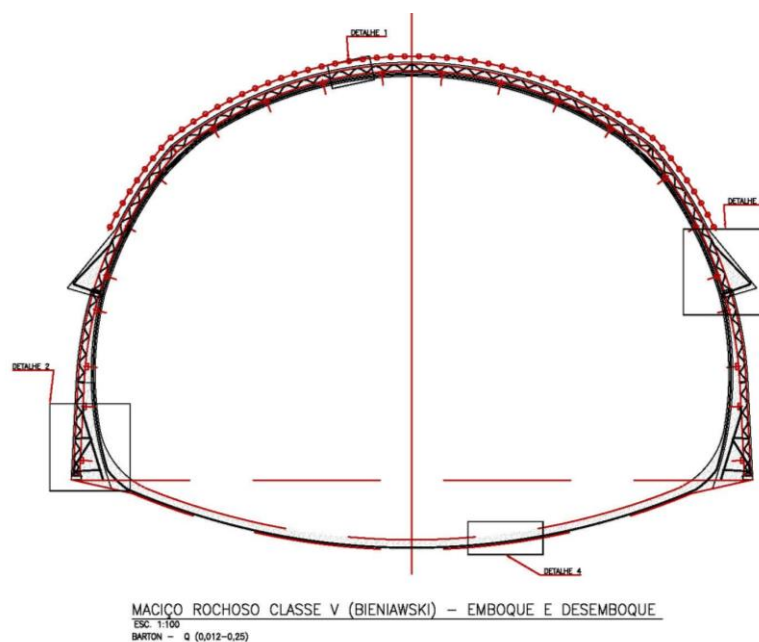


Figura 49 - - Seção de Tratamento - Classe V



3.2 QUANTIFICAÇÃO

Para quantificar os elementos de suporte permanente considerados nas seções de tratamento, foi necessário contabilizá-los de acordo com as classificações geomecânicas. Para a escolha e proposta dos itens foram consideradas as experiências já adotadas em túneis rodoviários com características semelhantes, bem como os itens disponíveis na tabela SICRO, para que em outra fase do trabalho fosse possível precificá-los.

3.2.1 Ancoragens

Para o levantamento do comprimento total de chumbadores foi utilizado a distribuição de classificação e compartimentação geomecânica do maciço rochoso e estimativa de suportes segmentados pelas estacas.

Para a classe Geomecânica I, não foram consideradas ancoragens sistemáticas e, portanto, não foram contabilizados esses elementos. Para a classe II foram considerados 11 chumbadores sistemáticos na seção, espaçados a cada 4,0m, que é a distância de avanço recomendada para essa classificação segundo o ábaco de autossuporte de Bieniawski (1976).

Para a classe III, foram consideradas 13 ancoragens passivas sistemáticas, espaçadas a cada 3,0m, que é a distância do avanço para esse tipo de maciço. De acordo com a área da seção foi adotado o comprimento do chumbador de 4,0m para o trecho em rocha.

Após a distribuição das ancoragens em cada seção e medidas as extensões de cada classe foi encontrado os quantitativos totais do comprimento total de barras de aço utilizados para os tratamentos nesses trechos conforme apresentado no Quadro 3.

Quadro 3- Quantitativo de Ancoragens

SETOR	INTERVALO						EXTENSÃO ENTRE ESTACAS	EXTENSÃO POR CLASSE	CLASSE PRESENTE NO MAPEAMENTO	SEÇÃO DE TRATAMENTO	(PROJETO)						QTDE. TOTAL POR CLASSE	
	EST. INICIAL			EST. FINAL							A	B	C	ABÓBADA	F	G		H
EMBOQUE	1	+	15,00	5	+	0,00	65,00 m	65,00 m	V	S1							0,00 un.	
	5	+	0,00	6	+	5,00	25,00 m	25,00 m	IV	T4							0,00 un.	
	6	+	5,00	6		17,00	12,00 m	12,00 m	III	T3	4	4	8	20	8	4	4	52,00 un.
	6	+	17,00	8	+	4,00	27,00 m	27,00 m	III	T3	9	9	18	45	18	9	9	117,00 un.
	8	+	4,00	10	+	7,00	43,00 m	43,00 m	II	T2	11	11	11	54	11	11	11	118,25 un.
	10	+	7,00	12	+	12,00	45,00 m	45,00 m	II	T2	11	11	11	56	11	11	11	123,75 un.
	12	+	12,00	15	+	12,00	60,00 m	60,00 m	I	T1	Esporádico	Esporádico	Esporádico	Esporádico	Esporádico	Esporádico	Esporádico	0,00 un.
	15	+	12,00	16	+	12,00	20,00 m	20,00 m	II	T2	5	5	5	25	5	5	5	55,00 un.
	16	+	12,00	19	+	2,00	50,00 m	50,00 m	II	T2	13	13	13	63	13	13	13	137,50 un.
	19		2,00	20		7,00	25,00 m	25,00 m	III	T3	8	8	17	42	17	8	8	108,33 un.
DESEMBOQUE	20	+	7,00	21	+	5,00	18,00 m	18,00 m	IV	T4								0,00 un.
	21	+	5,00	22	+	5,00	20,00 m	20,00 m	V	S1								0,00 un.
	22	+	5,00	23	+	0,00	15,00 m	15,00 m	V	S1								0,00 un.

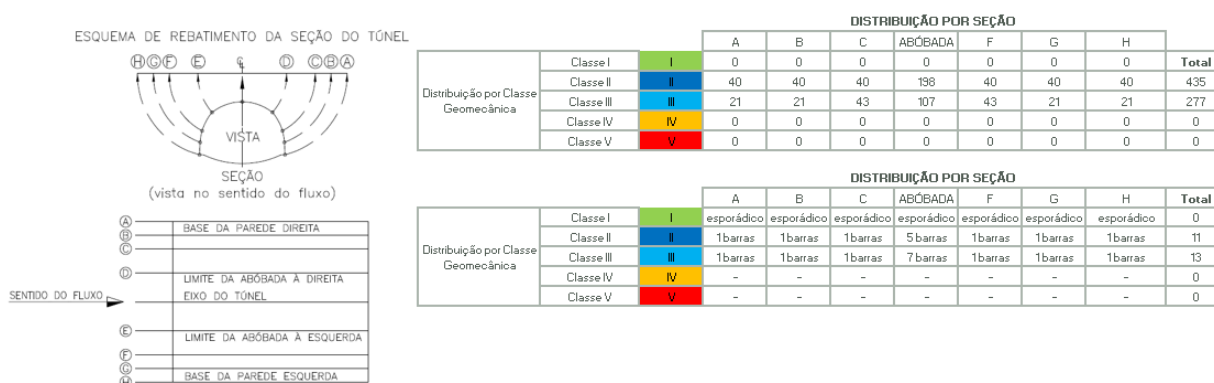
TOTAL

712 barras

+ 1 trechos esporádicos

Individualmente, foram analisadas as distribuições dos chumbadores em cada seção e calculados o comprimento total de chumbadores por classe e que serviu de subsídio para as análises realizadas neste trabalho. A Figura 50 ilustra a distribuição das ancoragens nas 5 seções estabelecidas para ao túnel hipotético.

Figura 50 - Distribuição de ancoragens por seção



3.2.2 Tela Metálica

Para o levantamento de quantitativo de tela metálica foram utilizadas as seções de acordo com a classificação e compartimentação geomecânica adotada no Túnel Hipotético, considerada as telas metálicas como suportes permanentes apenas para as classes IV e V.

Além do comprimento do túnel e as respectivas extensões das classificações geomecânicas, foi necessário levantar o perímetro das seções, deste modo, levou-se em consideração as seções tipo T4 e S1. Os desenhos indicam que o comprimento do suporte adotado está diretamente atrelado a classificação geomecânica do maciço rochoso, portanto a seção tipo T4 possui perímetro igual a 32,35 m.

No caso da seção tipo S1, foi considerado todo o perímetro contabilizando o AID e, portanto, o comprimento total encontrado foi de 49,84 m.

Para chegar ao valor total em área de tela, foram multiplicados o comprimento total encontrado no perímetro correspondente à classe V com a extensão do trecho classificado como classe V, conforme Quadro 4

Quadro 4 - Quantitativo de Telas Metálicas.

Quantidade de Tela Metálica											
Região	Classe	Seção de Tratamento	Estacas					Distância (m)	Perímetro da Seção(m)	Área Tela (m ²)	
			Início		Fim						
EMBOQUE	V	S1	1	+	15,00	5	+	0,00	65,00	49,85	3.240,06
	IV	T4	5	+	0,00	6	+	5,00	25,00	32,35	808,78
DESEMBOQUE	IV	T4	20	+	7,00	21	+	5,00	18,00	32,35	582,32
	V	S1	21	+	5,00	22	+	5,00	20,00	49,85	996,94
	V	S1	22	+	5,00	23	+	0,00	15,00	49,85	747,71
Total (m ²)										6.375,79	

ÁREA DA DAS TELAS POR CLASSE			
CLASSE	IV	1391,09	m ²
CLASSE	V	4984,7	m ²

3.2.3 Enfilagens

Para o levantamento de enfilagens na região dos emboques, foi utilizado como referência a seção de tratamento S1, que adota 54 enfilagens por seção com o comprimento de 12,2 m, e calculadas de acordo com as extensões determinadas na classificação geomecânica. Neste trabalho, foram consideradas enfilagens somente em Classe V, sendo o cálculo realizado em metros totais, bem como por unidades, conforme apresentado no Quadro 5

Quadro 5 - Quantitativo de enfilagens injetadas.

Quantidade de Enfilagem - Emboque												
Região	Seção de Tratamento	Classe	Estacas					Distância (m)	Enfilagem - Seção	Enfilagem - Total	Comprimento(m)	
			Início		Fim							
EMBOQUE	S1	V	1	+	15,00	5	+	0,00	65	54	731,25	8.921,25
	T4	IV	5	+	0,00	6	+	5,00	25	0	0,00	0,00
DESEMBOQUE	S1	V	20	+	7,00	21	+	5,00	18	54	202,50	2.470,50
	T4	IV	21	+	5,00	22	+	5,00	20	0	0,00	0,00
	S1	V	22	+	5,00	23	+	0,00	15	54	168,75	2.058,75
Comprimento de cada enfilagem		12,2	m						Total de enfilagens	162	Total (m)	13.450,50
Frete de escavação		4,8	m								Total (un)	1.102,50

3.2.4 Concreto Projetado Reforçado com Fibras

Dos suportes adotados o único item que foi considerado o tratamento secundário foi o concreto projetado. Foram contabilizados o volume de concreto projetado primário (Concreto Projetado Reforçado com Fibras Metálicas - CPRFM) e volume de concreto projetado

secundário ou de revestimento (Concreto Projetado Reforçado com Fibras de Polipropileno - CPRFPP), sendo utilizadas as seções de tratamento adotadas na compartimentação geomecânica associadas com as extensões dessas classes.

O método de quantificação do volume de concreto projetado foi semelhante ao método utilizado para o cálculo de quantificação das telas metálicas. A partir do cálculo do perímetro das seções adotadas, calculou-se a área linear do concreto, considerando os avanços de acordo com as classificações e posteriormente multiplicado pela espessura correspondente a cada classificação (Quadro 6).

Quadro 6 - Área linear de concreto.

ÁREA DA SEÇÃO DE CONCRETO PROJ. (m ² /avanço)					
	CLASSE I	CLASSE II	CLASSE III	CLASSE IV	CLASSE V
SEÇÃO TRANSVERSAL	T1	T2	T3	T4	S1
	247,73	247,73	219,413	214,686	217,733
Avanço permitido por classe	4	4	3	2	1

ÁREA DE CPRFPP DE PROJETO - SECUNDÁRIO (REVESTIMENTO FINAL). (m ² /avanço)					
	T1	T2	T3	T4	S1
SEÇÃO TRANSVERSAL	T1	T2	T3	T4	S1
	247,73	247,73	219,413	214,686	214,686
Avanço permitido por classe	4	4	3	2	1

Para o cálculo do volume do concreto projetado de revestimento foi desconsiderada a área do AID, sendo contabilizado somente a região do greide do túnel hipotético uma vez que o revestimento não é aplicado no AID. (Quadro 7).

Quadro 7 - Volume de Concreto Projetado.

VOLUME (m³) REFERENTE À COMPARTIMENTAÇÃO GEOMECÂNICA								
CLASSE	SEÇÃO	EXTENSÃO (m)	ÁREA SEÇÃO CP (m²)	ESP. CPRFM (cm)	VOL. CPRFM (m³)	ÁREA DA SEÇÃO CPRFPP (m²)	ESP. CPRFPP (cm)	VOL. CPRFPP (m³)
V	S1	65	217,733	0,25	3538,16	214,686	0	0
IV	T4	25	214,686	0,21	1127,10	214,686	0,10	536,715
III	T3	12	219,413	0,10	263,30	219,413	0,10	263,2956
III	T3	27	219,413	0,10	592,42	219,413	0,10	592,4151
II	T2	43	247,73	0,05	532,62	247,73	0,10	1065,239
II	T2	45	247,73	0,05	557,39	247,73	0,10	1114,785
I	T1	60	247,73	0,05	743,19	247,73	0,10	1486,38
II	T2	20	247,73	0,05	247,73	247,73	0,10	495,46
II	T2	50	247,73	0,05	619,33	247,73	0,10	1238,65
III	T3	25	219,413	0,1	548,53	219,413	0,10	548,5325
IV	T4	18	214,686	0,21	811,51	214,686	0,10	386,4348
V	S1	20	217,733	0,25	1088,67	214,686	0,10	429,372
V	S1	15	217,733	0,25	816,50	214,686	0,10	322,029
COMPRIMENTO TOTAL (m)			ÁREA TOTAL (m²)		VOL. PRIMARIO (CPRFM) TOTAL (m³)	ÁREA TOTAL (m²)		VOL. SECUNDÁRIO CRFPP TOTAL (m³)
425			2979,46		11486,43978	2970,319		8479,308

Classe	Vol./m
I	37,1595
II	37,1595
III	22,0413
IV	45,18406
V	75,90185

(Elaboração: Autor)

3.3 PRECIFICAÇÃO

Para a adoção dos preços dos suportes quantificados foi utilizada a tabela de referência dos preços do Estado do Paraná. Até o momento da realização deste trabalho foram os valores mais recentes emitidos pelo DNIT e, portanto, adotados para as análises.

Os preços foram adotados a partir das sugestões apresentadas no SICRO e considerados a partir das composições de cada item. (Quadro 8).

Quadro 8 - SICRO.

CGCIT

SISTEMA DE CUSTOS REFERENCIAIS DE OBRAS - SICRO

DNIT

Paraná - Janeiro/2022

Cod	Descrição do Serviço	Composição	Unid.	Custo Unitário R\$	Quant.	Preço Total R\$
1208329	Concreto projetado via úmida fck = 30 MPa aplicado em túneis classe I com seção superior a 90 m²		m²	R\$ 659,76	2229,57	R\$ 1.470.981,10
1207683	Concreto projetado via úmida fck = 30 MPa aplicado em túneis classe II com seção de 60 a 90 m²		m²	R\$ 708,40	5871,201	R\$ 4.159.158,79
1208345	Concreto projetado via úmida fck = 30 MPa aplicado em túneis classe III com seção superior a 90 m²		m²	R\$ 712,81	2808,4864	R\$ 2.001.917,19
1208353	Concreto projetado via úmida fck = 30 MPa aplicado em túneis classe IV com seção superior a 90 m²		m²	R\$ 745,63	2861,76438	R\$ 2.133.817,37
1208361	Concreto projetado via úmida fck = 30 MPa aplicado em túneis classe V com seção superior a 90 m²		m²	R\$ 851,52	7590,185	R\$ 6.463.194,33
6219511	Enfilagem tubular sistema convencional schedule 40 - D = 65 mm	composição	m	R\$ 1.400,53	7873,463415	R\$ 11.027.018,57
6205797	Cambotas metálicas treliçadas - confecção e instalação	composição	kg	R\$ 364,08	47127,08	R\$ 17.157.815,21
6208126	Armação de Tela Metálica de aço eletrosoldada em túneis com auxílio de plataforma pantográfica - confecção e instalação	composição	m²	R\$ 340,85	6375,793	R\$ 2.173.194,78
5605800	Chumbador de aço CA-50 - D = 25 mm - ancorado na rocha com cartucho de cimento - fornecimento, perfuração e instalação	composição	m	R\$ 648,13	2847,333333	R\$ 1.845.454,40
					Total	R\$ 48.432.551,75

(Fonte: DNIT)

De acordo com os valores dos itens contabilizados adotados correspondentes aos tratamentos das 5 diferentes seções e respectivos comprimentos, o túnel hipotético apresenta um custo direto de R\$ 48.432.551,75.

4 ANÁLISES DOS DADOS E APLICAÇÕES

A partir da determinação das extensões das classificações geomecânicas no túnel hipotético adotado e da correlação entre os custos dos respectivos suportes e tratamentos de cada classe, o trabalho propõe obter uma análise comparativa entre os custos de projeto e os custos analisados a partir das variações das classificações geomecânicas, uma vez que, em escavações subterrâneas, a precisão na determinação dessas zonas de transferências está diretamente relacionada ao quantitativo de investigações empregadas no empreendimento e de uma equipe altamente qualificada, tornando-se uma decisão subjetiva.

Na ausência de informações suficientes para determinar as extensões das classificações e suas zonas de transferências de modo mais assertivo, ou próximas das condições geológicas reais, a análise orçamentária serve como uma ferramenta complementar na elaboração dos projetos voltados a túneis rodoviários, cumprindo o papel de nortear o melhor e o pior cenário possível para a implementação dessas zonas de transferência.

A avaliação do impacto desses cenários nos custos finais, propõe uma análise dos itens que mais oneram os suportes e tratamentos, do ponto de vista financeiro, entre uma classe e outra.

Primeiramente, foi caracterizado os custos a partir dos quantitativos de projeto (adotado), de acordo com a concepção do túnel hipotético e determinado os custos referenciais para a classificação de projeto.

Para avaliar a variabilidade dos custos, as classificações foram analisadas entre si adotando dois cenários independentes:

O primeiro cenário ensaia o comportamento dos custos caso houvesse um rebaixamento na qualidade do maciço, com uma compartimentação geomecânica em que a classe IV seja mais extensa em detrimento a classe III.

Já o segundo cenário ensaia a perspectiva de uma melhora na compartimentação geomecânica, em que a classe IV seja menos extensa em detrimento à classe III, analisando o comportamento dos custos de tratamento no caso uma melhora das condições geológicas.

4.1.1 Condições de projeto

Para as análises referenciais foram adotadas as extensões sugeridas na compartimentação geomecânica de projeto e suas respectivas seções de Tratamento, contabilizando cada tratamento associado à classificação (Quadro 9).

Quadro 9 - Distribuição das Seções de Tratamento.

Tratamentos	SEÇÕES TRANSVERSAIS									
	1+15,00	5+0,00	6+5,00	8+4,00	12+12,00	15+12,00	19+2,00	20+7,00	21+5,00	23+0,00
	SEÇÕES	S1	T4	T3	T2	T1	T2	T3	T4	S1
Concreto Projetado (Espessura)										
Enfilagens										
Cambota Trelaçada										
AID										
Tela Metálica										
Ancoragem Passiva (Chumbadores)										

(Elaboração: Autor)

Para a precificação dos itens, foi necessário individualizar os custos de acordo com a classificação geomecânica, uma vez que a tabela referencial de custos do sistema SICRO para túneis apresenta os valores unitários dos itens associados à classificação geomecânica. No quadro abaixo, é evidenciado os valores de cada item conforme os quantitativos de projeto adotados (Quadro 10).

Quadro 10- Custos referenciais por classe

Classe	Vol. CP	Custo unitário	chumbadores (m)	Custo unitário	Tela Metálica (m ²)	Custo unitário	Cambotas (kg)	Custo unitário	Enfilagens (m)	Custo unitário	Custo por classe	%	Classe
I	2229,57	659,76									R\$ 1.470.981,10	3%	I
II	5871,201	708,4	1738	R\$ 648,13							R\$ 5.285.616,20	11%	II
III	2808,4864	712,81	1109,33333	R\$ 648,13							R\$ 2.720.914,17	6%	III
IV	2861,76438	745,63			1391,09	R\$ 340,85	14830,2	R\$ 364,08			R\$ 8.007.285,16	17%	IV
V	7590,185	851,52			4984,7	R\$ 340,85	32296,88	R\$ 364,08	7873,46341	R\$ 1.400,53	R\$ 30.947.755,11	64%	V
											R\$ 48.432.551,75		

(Elaboração: Autor)

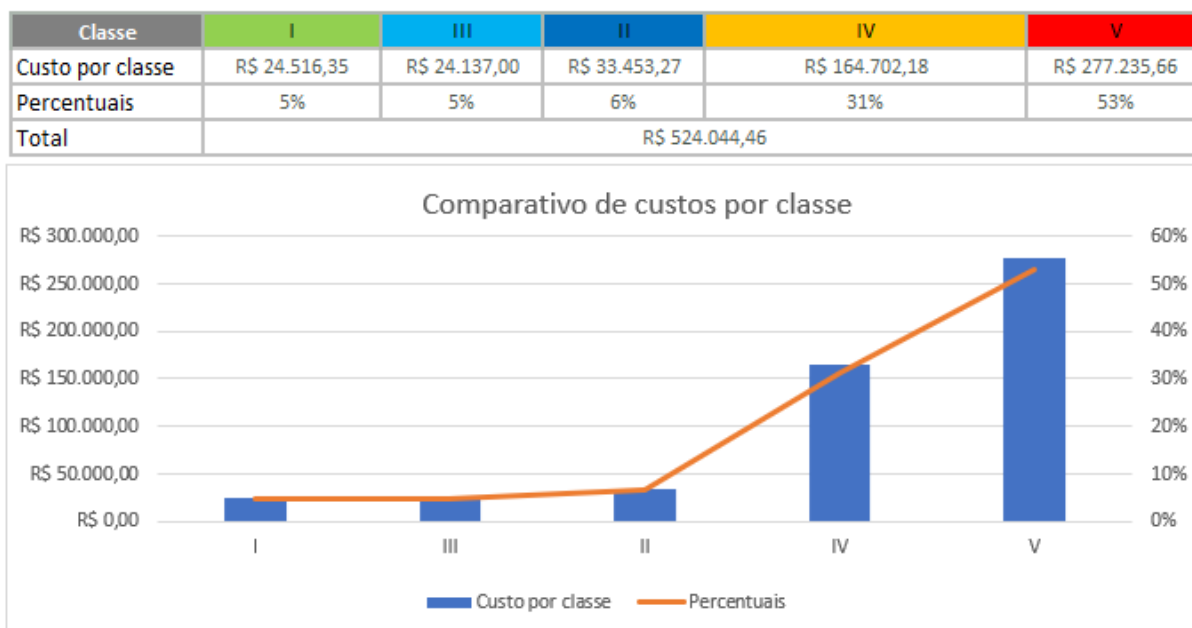
Observa-se que no comparativo entre as classes geomecânicas, há uma hierarquização orçamentária onde a classe que mais onera os custos é a classe V. De forma mais ampla, embora as classes correspondentes ao trecho em rocha representem cerca de 2/3 ou 66% da extensão total do Túnel Hipotético conforme ilustra o Quadro 11, os custos referentes às Classes IV e V são superiores a 80% dos custos totais em tratamentos e suporte (Gráfico 4), evidenciando que os custos de escavação não estão diretamente associados somente as extensões lineares dos túneis, mas principalmente à Classificação geomecânica associada.

Quadro 11 - Extensões por classe – comparativo.

Classe I				Classe II				Classe III				Classe IV				Classe V								
EST. FINAL	EST.INICIAL	Extensã		EST. FINAL	EST.INICIAL	Extensã		EST. FINAL	EST.INICIAL	Extensã		EST. FINAL	EST.INICIAL	Extensã		EST. FINAL	EST.INICIAL	Extensã						
15	12	12	12	60	16	12	15	12	20	20	7	19	2	25	6	5	5	0	25	5	0	1	15	65
				0	12	12	10	7	45	8	4	6	17	27	21	5	20	7	18	23	0	22	5	15
				0	10	7	8	4	43	6	17	6	5	12					0	22	5	21	5	20
				0	19	2	16	12	50					0					0					0
				0					0					0					0					0
Extensão total da classe			60,00	Extensão total da classe			158,00	Extensão total da classe			64,00	Extensão total da classe			43,00	Extensão total da classe			100,00					
			14%				37%				15%				10%				24%					
Extensão total (m)				425,00				66%																

(Elaboração: Autor)

Gráfico 4- Comparativo de custos por classe



(Elaboração: Autor)

Entendendo que a definição dos limites entre as classificações geomecânicas são interpretativos, esses valores podem variar de acordo com a zona de transição dessas classificações.

Como a classe IV representa o trecho de transição do contato solo/rocha e a definição das extensões é complexa e muito sensível, neste trabalho foi analisada a influência que a variação das extensões nesta classe pode interferir nos custos de escavação.

Para tal análise foram mantidas as extensões do trecho considerado em rocha (Classes I, II) e seus custos denominados C1, bem como o trecho considerado em solo (Classe V) e seus custos denominados C2, variando somente as extensões das Classes III e IV que seria a zona determinística entre o contato rocha/solo x rocha (Quadro 12).

Quadro 12 - Comparativo orçamentário - Rocha x Solo.

Classe	I	III	II	IV	V
Custo por classe	R\$ 24.516,35	R\$ 24.137,00	R\$ 33.453,27	R\$ 164.702,18	R\$ 277.235,66
Custos	R\$ 48.653,36		R\$ 33.453,27	R\$ 164.702,18	R\$ 277.235,66
Custos	C1		R\$ 33.453,27	R\$ 164.702,18	C2
Percentual	9%		6%	31%	53%
Total	R\$ 524.044,46				

(Elaboração: Autor)

Deste modo, elaborou-se dois cenários:

- 1- Uma piora nas condições geomecânicas e, portanto, um aumento da extensão da classe IV.
- 2- Uma melhora nas condições geomecânicas e, portanto, um encurtamento da extensão da Classe IV.

Para determinar as extensões dos cenários ensaiados, foi utilizado como referência, o avanço máximo conceitual proposto pelo ábaco de Bieniavisk, de 2 metros para classe IV e 3 metros para classe III.

O trabalho propõe uma variação de 10 metros de extensão entre as classes geomecânicas, tanto para Classe IV como para a Classe III utilizando como critério as boas práticas de engenharia e fundamentado nas práticas de Acompanhamentos Técnicos de Obras (ATO) em túneis escavados pela metodologia NATM. Na prática, a confirmação da mudança de classe é feita pelo ATO, que após alguns avanços com a mesma pontuação confirma a classificação da frente de avanço e, nesse sentido, o trabalho considerou cinco avanços para a classe IV (10 m), e três avanços para a Classe III (9 metros).

Os quadros abaixo representam as propostas das mudanças das extensões dessas classes nas regiões do Emboque e do Desemboque, e a nova configuração da compartimentação para as análises. (Quadro 13 e Quadro 14)

Quadro 13 - Sentido da alteração da Classificação - Região do Emboque

		Região do Emboque					
		Classificação de Projeto					
		5+0,00	5+15,00	6+5,00	6+15,00	6+17,00	
Extensão (m)	1+15,00	V	IV		III		Continuação
		65	25		12		
	Piora na Classificação						
		V	IV	IV	III		
		65	25	10	2		
Melhora na Classificação							
		V	IV	III	III		
		65	25	10	12		

(Elaboração: Autor)

Quadro 14 - Sentido da alteração da Classificação - Região do Desemboque.

		Região do Desemboque				
		Classificação de Projeto				
		19+17,00	20+7,00	20+15,00	21+5,00	22+5,00
Extensão (m)	Continuação	III	IV		V	
		25		18	20	
	Piora na Classificação					
		III	IV	IV	V	
		15	10	18	20	
Melhora na Classificação						
		III	IV	IV	V	
		25	10	8	20	

(Elaboração: Autor)

4.1.2 Cenário 1 – Condições Geológicas Desfavoráveis

Para a análise comparativa, primeiramente, foi necessário reclassificar as compartimentações geomecânicas, de modo que fosse possível quantificar os tratamentos para essa nova configuração, tanto na região do emboque como na região do desemboque e, posteriormente feita uma análise das consequências dessas alternâncias.

No primeiro cenário, o ensaio sugere um rebaixamento na Classificação Geomecânica, em que a extensão da classe IV aumenta em 10 metros em detrimento à classe III nas regiões de Emboque e Desemboque, conforme o Quadro 15.

Quadro 15 - Reclassificação - Cenário 1

Classificação de Projeto - Emboque			
V	IV	III	
65	25	12	
Piora na Classificação			
V	IV	IV	III
65	25	10	2

Classificação de Projeto Desemboque			
III		IV	V
25		18	20
Piora na Classificação			
III	IV	IV	V
15	10	18	20

(Elaboração: Autor)

Diante das novas extensões, foi necessário identificar os novos quantitativos dos tratamentos para das novas extensões avaliando o aumento ou diminuição em relação a nova compartimentação, conforme apresentado no Quadro 16.

Quadro 16 - Quadro de Quantitativos - Cenário 1

Classe	Volume de Concreto (m³)	Volume de Concreto (m³)	Tela metálica (m²)			Chumbadores (un)			(un)	(m)
I	2.229,57	2.229,57	IV	1391,09	↑ 2038,11	II	434,50	434,50	1.738,00	
II	5.871,20	5.871,20	V	4984,7	4984,70	III	277,33	↓ 190,67	↓ 762,67	
III	2.808,49	↓ 1.492,01	Total	6375,793	7022,813	Total (un)	711,83	625,17		
IV	2.861,76	↑ 4.192,82				Total (m)	2.847,33		2.500,67	
V	7.590,19	7.590,19	Enfilagens (m)		Enfilagens(m)	Cambotas (un)			(un)	(kg)
Total	21.361,21	21.375,78	V	7.873,46	7.873,46	IV	45,00	↑ 63,00	↑ 20762,28	
						V	98,00	80,00	26364,80	
						Total	143,00	143,00	47127,08	
						Peso da Cambota	329,56	kg	kg	

↑	Aumento dos quantitativos
↓	Diminuição dos quantitativos

(Elaboração: Autor)

Após o levantamento dos quantitativos dos tratamentos, foram atribuídos os custos referentes a cada tratamento, possibilitando o comparativo financeiro entre os custos referenciais (projeto) e o cenário 1. Diante das análises, os resultados que apresentaram economia nos custos foram considerados como positivos (evidenciado em verde), em contrapartida, para as análises em os resultados apresentaram elevação dos custos, considerou-se como negativos (evidenciado em vermelho), conforme o Quadro 17.

Quadro 17 - Comparativos dos Custos - Cenário 1

Custos Referenciais - Projeto

Classe	Vol. CP	Custo unitário	chumbadores (m)	Custo unitário	Tela Metálica (m²)	Custo unitário	Cambotas (kg)	Custo unitário	Enfilagens (m)	Custo unitário	Custo por classe	% Totais	Classe
I	2229,57	659,76									R\$ 1.470.981,10	3%	I
II	5871,201	708,4	1738	R\$ 648,13							R\$ 5.285.616,20	11%	II
III	2808,4864	712,81	1109,333333	R\$ 648,13							R\$ 2.720.914,17	6%	III
IV	2861,7644	745,63			1391,09	R\$ 340,85	14830,2	R\$ 364,08			R\$ 8.007.285,16	17%	IV
V	7590,185	851,52			4984,7	R\$ 340,85	32296,88	R\$ 364,08	7873,463415	R\$ 1.400,53	R\$ 30.947.755,11	64%	V
	5670,2508	729,22									R\$ 48.432.551,75		

Cenário 1

aumento **R\$ 2.449.619,74**

% **5%**

Classe	Vol. CP	Custo unitário	chumbadores (m)	Custo unitário	Tela Metálica (m²)	Custo unitário	Cambotas (kg)	Custo unitário	Enfilagens (m)	Custo unitário	Custo por Classe	% Totais	Classe
I	2.229,57	659,76									R\$ 1.470.981,10	3%	I
II	5.871,20	708,4	1.738,00	R\$ 648,13							R\$ 5.285.616,20	10%	II
III	1.492,01	712,81	762,67	R\$ 648,13							R\$ 1.557.828,93	3%	III
IV	4.192,82	745,63			2038,11	R\$ 340,85	21421,4	R\$ 364,08			R\$ 11.619.990,14	23%	IV
V	7.590,19	851,52			4984,70	R\$ 340,85	32296,88	R\$ 364,08	7.873,46	R\$ 1.400,53	R\$ 30.947.755,11	61%	V
	5684,826	729,22									R\$ 50.882.171,49		
	-0,3%		31%		32%		31%						

(Elaboração: Autor)

Quanto as análises financeiras, custos referentes aos tratamentos para a classe III apresentaram uma redução na ordem de 3% (de 6% para 3% dos custos totais) em relação aos custos previstos em projeto, em contrapartida os custos referentes a classe IV apresentaram um aumento na ordem de 6% (de 17% para 23% custos totais). A redução dos custos da classe III, está atrelada a diminuição dos quantitativos de chumbadores enquanto o aumento dos custos referentes a classe IV está relacionado ao aumento nos quantitativos de Cambotas e Tela Metálica. Ao analisar os quantitativos de volume de concreto projetado, foi verificado que as variações são irrelevantes e, portanto, desconsiderados nas análises.

Ao analisar os custos unitários de cada tratamento em ambas as classes, ficou evidenciado que os custos unitários dos chumbadores se aproximam aos valores somados entre Cambotas + Telas metálicas, conforme apresentado no Quadro 18.

Quadro 18- Comparativo de custos unitários Chumbadores x Telas e Cambotas – Cenário 1.

Classe	chumbadores (m)	Custo unitário	Tela Metálica (m ²)	Custo unitário	Cambotas (kg)	Custo unitário
I						
II	1.738,00	R\$ 648,13				
III	762,67	R\$ 648,13				
IV			2038,11	R\$ 340,85	18125,8	R\$ 364,08
V			4984,70	R\$ 340,85	26364,8	R\$ 364,08
				Cambotas+Telas		R\$ 704,93

(Elaboração: Autor)

Embora o quantitativo de chumbadores tenha reduzido cerca de 30% em relação aos quantitativos de projeto, há um aumento nos quantitativos de Tela metálica e cambotas. Portanto, as análises evidenciam que o valor unitário de cada item se torna relevante para as análises de equilíbrio financeiro no ensaio de rebaixamento da classificação, uma vez que os quantitativos de cambotas e Telas metálicas, quando somados, superam os custos unitários dos chumbadores influenciando no acréscimo dos custos totais em cerca de 5% 4m relação aos custos de projeto.

4.1.3 Cenário 2 – Condições Geológicas Favoráveis

Adotando a mesma metodologia para o cenário 1, para a análise comparativa, entre as classificações, foi necessário reclassificar as compartimentações geomecânicas, de modo que

fosse possível quantificar os tratamentos para essa nova configuração, tanto na região do emboque como na região do desemboque e, posteriormente feita uma análise das consequências dessas alternâncias.

Neste cenário, o ensaio sugere uma elevação na Classificação Geomecânica, em que a extensão da classe IV diminui em 10 metros em detrimento à classe III nas regiões de Emboque e Desemboque, conforme o Quadro 19

Quadro 19 - Reclassificação - Cenário 2

Classificação de Projeto - Emboque			
V	IV		III
65	25		12
Melhora na Classificação			
V	IV	III	III
65	15	10	12 ←

Classificação de Projeto Desemboque			
III	IV		V
25	18		20
Melhora na Classificação			
III	IV	IV	V
25 →	10	8	20

(Elaboração: Autor)

Diante das novas extensões, foi necessário identificar os novos quantitativos dos tratamentos para das novas extensões avaliando o aumento, ou diminuição, dos quantitativos em relação a compartimentação de projeto, conforme apresentado no Quadro 20.

Quadro 20 - Quadro de Quantitativos - Cenário 2

Classe	Volume de Concreto (m³)	Volume de Concreto (m³)	Tela metálica (m²)		Chumbadores								
					(un)	(un)	(m)						
I	2.229,57	2.229,57	IV	1391,09	↓	744,07	II	434,50	434,50	1.738,00			
II	5.871,20	5.871,20	V	4984,7		4984,70	III	277,33	↑	364,00	↑	1.456,00	
III	2.808,49	↑	3.686,14	Total		6375,793	5728,773	Total (un)		711,83		798,50	
IV	2.861,76	↓	1.530,71				Total (m)			2.847,33		3.194,00	
V	7.590,19	7.590,19	Enfilagens (m)		Enfilagens(m)		Cambotas (un)			(un)	(kg)		
Total	21.361,21	20.907,81	V	7.873,46		7.873,46	IV	45,00	↓	35,00	↓	11534,60	
	↑	Aumento dos quantitativos					V	98,00		80,00		26364,80	
	↓	Diminuição dos quantitativos					Total			143,00		115,00	37899,40
							Peso da Cambota			329,56		kg	kg

(Elaboração: Autor)

Após os quantitativos dos tratamentos levantados, foram atribuídos os custos referenciais para cada tratamento, possibilitando o comparativo financeiro no cenário 2. Diante das análises que os custos de tratamento apresentaram economia, as mudanças foram consideradas como positivas (evidenciado em verde), em contrapartida, para as análises em que houve elevação dos custos de tratamento foram consideradas como negativas (evidenciado em vermelho), conforme o Quadro 21.

Quadro 21 - Comparativos dos Custos - Cenário 2.

Custos Referenciais - Projeto

Classe	Vol. CP	Custo unitário	chumbadores (m)	Custo unitário	Tela Metálica (m²)	Custo unitário	Cambotas (kg)	Custo unitário	Enfilagens (m)	Custo unitário	Custo por classe	%	Classe
I	2229,57	659,76									R\$ 1.470.981,10	3%	I
II	5871,201	708,4	1738	R\$ 648,13							R\$ 5.285.616,20	11%	II
III	2808,4864	712,81	1109,333333	R\$ 648,13							R\$ 2.720.914,17	6%	III
IV	2861,7644	745,63			1391,09	R\$ 340,85	14830,2	R\$ 364,08			R\$ 8.007.285,16	17%	IV
V	7590,185	851,52			4984,7	R\$ 340,85	32296,88	R\$ 364,08	7873,4634	R\$ 1.400,53	R\$ 30.947.755,11	64%	V
											R\$ 48.432.551,75		

Cenário 2

Classe	Vol. CP	Custo unitário	chumbadores (m)	Custo unitário	Tela Metálica (m²)	Custo unitário	Cambotas (kg)	Custo unitário	Enfilagens (m)	Custo unitário	Custo por Avanço	%	Classe
I	2.229,57	659,76									C1	3%	I
II	5.871,20	708,4	1738	R\$ 648,13								12%	II
III	2.808,49	712,81	1456	R\$ 648,13							R\$ 2.945.600,73	7%	III
IV	2.861,76	745,63			744,073	R\$ 340,85	11534,60	R\$ 364,08			R\$ 6.586.900,59	15%	IV
V	7.590,19	851,52			4984,7	R\$ 340,85	26364,80	R\$ 364,08	7.873,46	R\$ 1.400,53	C2	64%	V
											R\$ 45.077.128,75		

24%

47%

22%

Diminuiu R\$ 3.355.423,00

(Elaboração: Autor)

Quanto as análises financeiras, os custos referentes aos tratamentos para a classe III apresentaram um aumento na ordem de 1% em relação aos custos previstos em projeto (de 6% para 7% dos custos totais), em contrapartida os custos referentes a classe IV apresentaram uma redução na ordem de 2% (de 17% para 15% dos custos totais). O aumento dos custos da classe III, está atrelada ao aumento dos quantitativos de chumbadores enquanto a redução dos custos referentes a classe IIV está relacionado a diminuição nos quantitativos de Cambotas e Tela Metálica. Ao analisar os quantitativos de volume de concreto projetado, foi verificado que as variações são irrelevantes e, portanto, desconsiderados nas análises.

Conforme o esperado, houve uma redução dos custos de acordo com a elevação da classificação geomecânica nesses trechos, entretanto, os percentuais das distribuições lineares das classificações geomecânicas representam uma variação de somente de 5% para as classes III e IV evidenciando que os percentuais referentes aos custos se mostraram mais eficientes apresentando uma redução de 7% no custo total, , conforme ilustra o quadro comparativo das extensões (Quadro 22)

Quadro 22 - Comparativo das extensões - Cenário 2

Extensões de Projeto

Classe I					Classe II					Classe III					Classe IV					Classe V				
EST. FINAL	EST.INICIAL	Extensão (n)			EST. FINAL	EST.INICIAL	Extensão			EST. FINAL	EST.INICIAL	Extensão			EST. FINAL	EST.INICIAL	Extensão			EST. FINAL	EST.INICIAL	Extensão		
15	12	12	12	60	16	12	15	12	20	20	7	19	2	25	6	5	5	0	25	5	0	1	15	65
				0	12	12	10	7	45	8	4	6	17	27	21	5	20	7	18	23	0	22	5	15
				0	10	7	8	4	43	6	17	6	5	12					0	22	5	21	5	20
				0	19	2	16	12	50					0					0					0
				0					0					0					0					0
Extensão total da classe(n)				60,00	Extensão total da classe(n)				158,00	Extensão total da classe(n)				64,00	Extensão total da classe(n)				43,00	Extensão total da classe(n)				100,00
				14%					37%					15%					10%					24%
Extensão total (m)				425,00										66%										

Cenário 2

Classe I					Classe II					Classe III					Classe IV					Classe V				
EST. FINAL	EST.INICIAL	Extensão (n)			EST. FINAL	EST.INICIAL	Extensão			EST. FINAL	EST.INICIAL	Extensão			EST. FINAL	EST.INICIAL	Extensão			EST. FINAL	EST.INICIAL	Extensão		
15	12	12	12	60	16	12	15	12	20	20	17	19	2	35	5	15	5	0	15	5	0	1	15	65
				0	12	12	10	7	45	8	4	6	17	27	20	15	20	7	8	23	0	22	5	15
				0	10	7	8	4	43	6	17	5	15	22					0	22	5	21	5	20
				0	19	2	16	12	50					0					0					0
				0					0					0					0					0
Extensão total da classe(n)				60,00	Extensão total da classe(n)				158,00	Extensão total da classe(n)				84,00	Extensão total da classe(n)				23,00	Extensão total da classe(n)				100,00
				14%					37%					20%					5%					24%
Extensão total (m)				425,00										71%										

(Elaboração: Autor)

A eficiência na redução dos custos pode ser relacionada aos custos unitários de cada tratamento em ambas as classes. Conforme já descrito no cenário 1, em que os custos unitários dos chumbadores se aproximam aos valores somados entre Cambotas + Telas metálicas influenciam diretamente no equilíbrio financeiro destes tratamentos, conforme apresentado no Quadro 23.

Quadro 23- Comparativo de custos unitários Chumbadores x Telas e Cambotas – Cenário 2

Classe	chumbadores (m)	Custo unitário	Tela Metálica (m ²)	Custo unitário	Cambotas (kg)	Custo unitário
I						
II	1.738,00	R\$ 648,13				
III	1.456,00	R\$ 648,13				
IV			744,07	R\$ 340,85	11534,6	R\$ 364,08
V			4984,70	R\$ 340,85	26364,8	R\$ 364,08
				Cambotas+Telas		R\$ 704,93

(Elaboração: Autor)

Portanto, o segundo cenário, que o ensaio sugere uma elevação na Classificação Geomecânica, a redução dos custos está atrelada à diminuição dos quantitativos de tela somados à diminuição dos quantitativos de cambotas.

Embora os quantitativos de chumbadores tenham aumentado e seus custos sejam elevados em relação aos custos de Telas e Cambotas, a economia dos custos em Telas e Cambotas supera o aumento dos custos de chumbadores, sendo determinante para a redução dos custos gerais em um cenário de melhora das condições geomecânicas.

4.1.4 Análise Geral

De modo geral, as análises realizadas evidenciam que os custos estão diretamente relacionados com a classificação geomecânica, que, por conseguinte, está relacionado com os suportes e tratamentos referentes a cada classificação. Entretanto ficou evidenciado que os custos unitários de cada tratamento são determinantes para o entendimento do equilíbrio financeiro da classe.

No cenário 1, embora os custos referentes aos tratamentos para a classe III apresentassem uma redução na ordem de 3% (de 6% para 3% dos custos totais) em relação

aos custos previstos em projeto e os custos referentes a classe IV apresentaram um aumento na ordem de 6% (de 17% para 23% dos custos totais).

O fator determinante para o equilíbrio financeiro entre as classes III e IV, foi determinado pelos custos unitários dos chumbadores que, por sua vez, possuem um custo unitário superior aos custos das Cambotas e Telas. As análises demonstram que o valor dos custos do somatório Cambotas + Telas Metálicas representaram um aumento diferencial de cerca de 1% em relação aos custos dos chumbadores interferindo diretamente no equilíbrio financeiro e, conseqüentemente no aumento dos custos finais.

No Cenário 2, as análises apontaram para um cenário mais otimista, onde houve uma redução significativa dos custos em relação ao aumento do percentual das extensões da classe III em detrimento à classe IV. As análises realizadas apontam que embora os custos unitários de Chumbadores sejam maiores que os custos unitários das Cambotas e das Telas Metálicas, o somatório da economia desses dois tratamentos supera o aumento dos custos unitários dos chumbadores, determinando o equilíbrio financeiro e, conseqüentemente, na redução dos custos finais.

5 CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

O objetivo do trabalho consiste em trazer à tona a questão das condicionantes e dos tratamentos em um projeto de túnel, considerando as respectivas influências nos preços globais de cada classe geomecânica, através de análise comparativa entre cada classificação, possibilitando a reflexão sobre os impactos gerados entre as extensões pré-determinadas dessas classificações, para a fase de projeto conceitual. Intencionalmente, traz a perspectiva do viés geológico para análises técnico-econômicas, propondo para a comunidade técnica, uma nova ferramenta de avaliação financeira voltada para as escavações subterrâneas.

Sendo uma primeira proposta metodológica, o trabalho limitou-se em ensaiar somente o trecho considerado crítico, definido como o contato solo/rocha, concentrando-se apenas nas variações entre as classes III e IV devido a sua representatividade em função dos suportes e tratamentos. Entretanto, o método pode ser ampliado para outros cenários, considerando toda a extensão do túnel, na tentativa de mapear outras possíveis condições. O trabalho considerou 3 situações, sendo uma de referência e mais dois cenários de análise. O primeiro cenário

ensaia uma melhora nas condições geomecânicas do maciço e o segundo cenário simula uma piora dessas condições.

A partir do desenvolvimento do trabalho foi possível identificar que a compartimentação geomecânica do maciço foi determinante para influenciar nos tratamentos e suportes e, por consequência, nos custos. Salienta-se que as variações devidas às extensões das classes não são obtidas por proporção direta dessas extensões, pois os tratamentos têm aplicação sistemática. Embora as análises realizadas sejam referentes a apenas 2 classificações geomecânicas, a metodologia adotada pode ser aplicada para todo o trecho em túnel, sendo possível estimar as variações dos custos máximos e mínimos que um túnel pode apresentar. No entanto, esta possibilidade fica como sugestão para futuros trabalhos.

Em suma, os resultados dos cenários indicaram uma concordância com respeito a melhora ou piora da condição geomecânica. No caso, quando houve uma piora o custo foi elevado em 4% e quando houve melhor o custo diminuiu em 3%.

É importante salientar os itens analisados neste trabalho não representam a totalidade dos tratamentos necessários para a elaboração de um projeto completo de túnel e foram selecionados para uma interpretação da influência da compartimentação geomecânica nos custos diretos do trabalho desenvolvido.

Além dos tratamentos recomendados, ressalta-se que para a orçamentação de projetos de túneis devem ser considerados outras variáveis como o tipo de avanço, se parcial ou em seção plena, calculadas as distâncias médias de carga e transporte (DMTs), os custos indiretos e, não menos importante, consideradas as análises de riscos do empreendimento.

Embora o trabalho tenha utilizado a base de Composição e Custos Unitários (CCUs) constantes no Sistema de Custos Rodoviário (SICRO) do DNIT, a prática comum, é realizar a orçamentação por tomada de preços, utilizando a experiência de custos de projetos semelhantes executados anteriormente para obter valores estimados no orçamento, utilizando dados históricos, preços unitários e, principalmente, a experiência dos custos de projetos semelhantes para obter valores estimados (ITA, 2016).

Conforme apresentado ao longo do trabalho, Projetos voltados para Túneis rodoviários estão susceptíveis a inúmeras variáveis. Embora a classificação geomecânica influencie nos tratamentos e suportes, para compreender o comportamento dos custos em uma escavação é necessário uma análise mais profunda de cada variável, considerando as

contingências existentes e correlacionando o nível de interferência que elas podem causar nos custos finais.

O trabalho aponta que essas variáveis podem se contrainduzir, do ponto de vista do comprimento das extensões geomecânicas, uma vez que devem ser considerados os custos unitários de cada tratamento em cada classificação.

5.1.1 Sugestões para futuros trabalhos

A partir dos resultados apresentados é possível desenvolver ferramentas que auxiliem na tomada de decisão quanto a determinação das extensões das classificações de projeto.

Outra ferramenta possível de se desenvolver para a fase de execução da obra é uma análise dos custos caso as classificações da frente de escavação não sejam correspondentes às de projeto, sendo possível avaliar o aumento ou redução dos custos em campo.

Os resultados apontaram para a importância dos custos unitários dos tratamentos o que implica na sugestão da elaboração de uma curva ABC para os custos de tratamento, avaliando seus impactos de acordo com a classe geomecânica.

Com base nos dados apresentados e na estruturação do problema, é possível elaborar de forma mais complexa, as variações de todas as classes geomecânicas dentro de faixas ou limites para elaborar um cenário de otimização linear sujeito a restrições encontrando os custos máximos e mínimos que o projeto possa apresentar.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA, F.F.M. DE. Fundamentos geológicos do relevo Paulista. Boletim do Instituto Geográfico Geológico, São Paulo, v. 41 p. 169-263, 1964.

AGÊNCIA NACIONAL DE TRANSPORTES TERRESTRES (ANTT). Superintendência de Exploração de Estrutura Rodoviária (SUINF). Gerência de Engenharia e Meio Ambiente de Rodovias (GEENG). **Portaria SUINF nº 028/2019**. Diretrizes para Elaboração de Estudos e Projetos de Rodovias. Rev. 01. [Brasília, DF]: SUINF, 2019b. 165 p. [.pdf].

ANADÓN, F.A., *et al.* Caracterización Geotécnica de Macizos Rocosos. *In*: ANADÓN, F.A., *et al.* **Manual de túneles y obras subterráneas**. Madrid: E.T.S.I. Minas, 2011. p. 143-181.

ARRUDA, A. Normas. **Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT)**. Rio de Janeiro, 30 set. 2015. Disponível em: <http://ipr.dnit.gov.br/normas-e-manuais/normas>. Acesso em: 12 mar. 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA E AMBIENTAL (ABGE). **Métodos para descrição quantitativa de descontinuidades em maciços rochosos**. São Paulo: ABGE/CBMR, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA E AMBIENTAL (ABGE). **Geologia de Engenharia**. São Paulo: ABGE, 1998. 586 p. [.pdf].

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA E AMBIENTAL (ABGE). **Manual de Sondagens**. 5 ed. São Paulo: ABGE, 2013. 103 p. [.pdf]

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR 9061**: Segurança de escavação a céu aberto. Rio de Janeiro: ABNT, 1985.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR 11682**: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro: ABNT, 2009b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR 13044**: Concreto projetado — Reconstituição da mistura recém-projetada. Rio de Janeiro: ABNT, 2012f.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR 13441**: Rochas e solos – simbologia. Rio de Janeiro: ABNT, 1995c.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR 13597**: Procedimento para qualificação de mangoteiro de concreto projetado aplicado por via seca. Rio de Janeiro: ABNT, 23 nov. 2012g.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR 14026**: Concreto projetado — Especificação. Rio de Janeiro: ABNT, 2012h.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR 14278:** Concreto projetado — Determinação da consistência através da agulha de Proctor. Rio de Janeiro: ABNT, 22 nov. 2012i.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR 15661:** Proteção contra incêndio em túneis rodoviários e urbanos. Rio de Janeiro: ABNT, 2019e.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR 15775:** Sistemas de segurança contra incêndio em túneis – Ensaio, comissionamento e inspeções. Rio de Janeiro: ABNT, 2009c.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR 15845-1:** Rochas para revestimento Parte 1: Análise petrográfica. Rio de Janeiro: ABNT, 2015d.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR 15845-2:** Rochas para revestimento Parte 2: Densidade Aparente, porosidade aparente e absorção de água. Rio de Janeiro: ABNT, 2015e.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR 15845-5:** Rochas para revestimento parte 5: Determinação da resistência à compressão uniaxial. Rio de Janeiro: ABNT, 2015f.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR 15981:** Sistemas de segurança contra incêndio em túneis – Sistemas de sinalização e de comunicação de emergências em túneis. Rio de Janeiro: ABNT, 2011d.

[AGZ4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR 15981:** Sistemas de segurança contra incêndio em túneis – Sistemas de sinalização e de comunicação de emergências em túneis. Rio de Janeiro: ABNT, 2019f.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR 16527:** Aterramento para sistemas de distribuição. Rio de Janeiro: ABNT, 2016k.

ASSOCIATION FRANÇAISE DES TUNNELS ET DE L'ESPACE SOUTERRAIN (AFTES). **AFTES Recommendations:** choice of tunnel support. Paris: AFTES, 1989. 16 p. [.pdf].

ASSOCIATION FRANÇAISE DES TUNNELS ET DE L'ESPACE SOUTERRAIN (AFTES). **AFTES Recommendations:** considerations on the Usual Methods of Tunnel Lining Design. Paris: AFTES, 1993. Disponível em: http://www.aftes.asso.fr/publications_recommandations.html. Acesso em: 18 dez. 2019.

ASSOCIATION FRANÇAISE DES TUNNELS ET DE L'ESPACE SOUTERRAIN (AFTES). **AFTES Recommendations:** road pavements in tunnels. Paris: AFTES, 2011. 32 p. [.pdf].

ASSOCIATION FRANÇAISE DES TUNNELS ET DE L'ESPACE SOUTERRAIN (AFTES). **AFTES Recommendations:** the choice of geotechnical parameters and tests useful

to the design, dimensioning and construction of underground structures. Paris: AFTES, 1999. 22 p. [.pdf]

ASSOCIATION FRANÇAISE DES TUNNELS ET DE L'ESPACE SOUTERRAIN (AFTES). **Recommendations de l'AFTES: Installations électriques en chantiers de travaux souterrains.** Paris: AFTES, 1984. 22 p. [.pdf].

AUSTRALIA. Safe Work Australia. **Guide for Tunnelling Work.** [S. l.]: Safe Work Australia, nov. 2013. 90 p. [.pdf].

AUSTROADS. **Guide to Road Tunnels Part 1: Introduction to Road Tunnels.** 2 ed. Sydney: AUSTROADS, 2018. 68 p. [.pdf].

AUSTROADS. **Guide to Road Tunnels Part 2: Planning, Design and Commissioning.** 2.1 ed. Sydney: Austroads, 2019a. 15 p. [.pdf].

AUSTROADS. **Guide to Road Tunnels Part 3: Operation and Maintenance.** 1 ed. Sydney: Austroads, 2019b. 41 p. [.pdf].

BARTON, N.; CHOUBEY, V. The shear strength of rock joints in theory and practice. **Rock mechanics**, [s. l.], v. 10, p. 1-54, 1977.

BARTON, N.; LIEN, R.; LUNDE, J. Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support. **Rock Mechanics**, [s. l.], v. 6, p. 189-236, 1974. [.pdf].

BASTOS, M. J. N. **A geotecnia na concepção, projecto e execução de túneis em maciços rochosos.** 1998. Dissertação (Mestre em Georrecursos – Área de Geotecnia) – Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 1998.

BAUEN, E.V. (DAUB). **Recommendations for the Design, Production and Installation of Segmental Rings.** [Köln]: Daub, 2013. Disponível em: <http://www.daub-ita.de/en/publikationen/empfehlungen>. Acesso em: 15 dez. 2021.

BIENIAWSKI, Z. T. (1976) Rock mass classification in rock engineering applications. In: Proceedings of a Symposium on Exploration for Rock Engineering. Cape Town, Balkema, p. 97–106.

BIENIAWSKI, Z. T.; ORR, C. M. (1976) Rapid system appraisal for dam foundations by geomechanics classification. In: CONGRESS ON LARGE DAMS, 12., 1976, Cidade do México. ICOLD. p. 483-501.

BIENIAWSKI, Z. T. **Engineering Rock Mass Classifications: A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil and Petroleum Engineering.** Canada: John Wiley & Sons, 1989. *E-book*.

BRITISH STANDARD INSTITUTION (BSI). **BS EM 206-1: Concrete. Specification, performance, production and conformity.** London, UK: BSI, 2016.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION (BSI). **BS EM 7031**: Specification for colours of gold alloys. London, UK: BSI, 1988.

BRITISH STANDARD INSTITUTION (BSI). **BS EM 14487**: Sprayed concrete. London, UK: BSI, 2005.

BRITISH STANDARD INSTITUTION (BSI). **BS EN 12350**: Testing fresh concrete – Slump test. London, UK: BSI, 2019a.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION (BSI). **BS EN 12390**: Testing hardened concrete. London, UK: BSI, 2019b.

BRITISH STANDARD INSTITUTION (BSI). **BS EN 14488-2**: Testing sprayed concrete - Compressive strength of young sprayed concrete. London, UK: BSI, 2006.

BRITISH TUNNELING SOCIETY (BTS); INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS (ICE). **Tunnel Lining Design Guide**. [London]: BTS: ICE, 2004. Disponível em: <https://www.britishtunnelling.org.uk/?sitecontentid=64936B96-8E4A-4850-8D8D-5A618657E70C>. Acesso em: 21 jan. 2022.

BRITISH TUNNELLING SOCIETY (BTS); INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS (ICE). **Specification for tunnelling**. 3. ed. London: Thomas Telford Limited, 2010. 245 p.

BROWN, E. T. **Rock Characterization Testing and Monitoring**: ISRM Suggested Methods. Oxford: Pergamon Press, 1981.

CAMPANHÃ, C. A.; BOSCOV, P. **Manual Técnico**: Túneis em terrenos pouco consistentes. [S. l.]: [s. n.], 1998. 111 p. [.pdf].

CARREIRA, W. **Análise dos Deslocamentos no Maciço, em Túnel Executado pelo Método NATM**. 2014. Dissertação (Mestrado em Ciências) – Engenharia Geotécnica, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2014. Disponível em: <https://docplayer.com.br/54156288-Willian-carreira-analise-dos-deslocamentos-no-macico-em-tunel-executado-pelo-metodo-natm.html>. Acesso em: 2 mar. 2020.

CELESTINO, T. B. *et al.* **Túneis do Brasil**. São Paulo: Dba, 2006. 327 p. [.pdf].

CENTRE D'ÉTUDES DES TUNNELS (CETU). Ministère de L'équipement, des Transports et du Logement. Direction des Routes. **Dossier pilote des tunnels génie civil**: Assainissement, drainage et réseaux divers. Bron: CETU, juil. 1998. 17 p. [.pdf].

CENTRE D'ÉTUDES DES TUNNELS (CETU). **The Treatment of Air in Road Tunnels**: State-of-the-art Studies and Works. Bron: CETU, Dec. 2016. 40 p.

CENTRO DE ESTUDOS DE TÚNEIS (CETU). Normas de segurança adotadas em túneis rodoviários. **Sinalização regulatória**. Paris, nov. 2008. Disponível em: <http://www.cetu.developpement-durable.gouv.fr/signalisation-reglementaire-a470.html>. Acesso em: 21 nov. 2021.

CHAPMAN, D. *et al.* **Introduction to Tunnel Construction**. [Abingdon, UK], 2010.

CHAPMAN, D.; METJE, N.; STARK, A. **Introduction to Tunnel Construction**. Abingdon: Spon Press, 2010. *E-book*.

COLÔMBIA. Ministerio de Transporte. Manual de diseño de pavimentos de concreto para vías con bajos, medios y altos volúmenes de tránsito. Bogotá, D.C.: ICPC, 2008. 114 p. [.pdf].

COLOMBIA. Ministerio de Transporte. **Manual para el diseño, construcción, operación y mantenimiento de túneles de carretera**. 1. ed. [Bogotá, D.C.]: INVÍAS, 2015. 356 p. [.pdf].

COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO (METRÔ). **ET-5.00.00.00/3H1-002-0**. Tirantes em solo. São Paulo: Metrô, 5 set. 2008a. 3 p. [.pdf].

COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO (METRÔ). **ET-5.00.00.00/3H1-003-0**. Tirantes ou chumbadores em rocha. São Paulo: 5 set. 2008b. 4 p. [.pdf].

COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO (METRÔ). **ET-5.00.00.00/3I7-001**: Instrumentação. São Paulo: Metrô, 5 set. 2008c. 8 p. [.pdf].

COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO (METRÔ). **ET-5.00.00.00/3J4-001**: Revestimento em Concreto Projetado. São Paulo: Metrô, 5 set. 2008d. 24 p. [.pdf].

COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO (METRÔ). **ET-5.00.00.00/3M1-001 - B**: Sistemas impermeabilizantes. São Paulo: Metrô, 5 set. 2008e. 26 p. [.pdf].

COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO (METRÔ). IC-5.00.00.00/3A0-001-0: Diretrizes para elaboração de plano da qualidade. *In*: COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO (METRÔ). **PBA – Plano Básico Ambiental**. Linha 5 – Lilás – Trecho Largo Treze – Chácara Klabin com Pátio Guido Caloi. São Paulo, mar. 2010a. p. 155-162. [.pdf].

COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO (METRÔ). **IC-5.00.00.00/3G3-001**: Acompanhamento Técnico de Obra – ATO. São Paulo: Metrô, 5 set. 2008f. 5 p. [.pdf].

COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO (METRÔ). **Publicação NOR-11-01**. Controle de qualidade de materiais e sistemas para obras civis. São Paulo, 2006.

COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO (METRÔ). Publicação RD 209/2018. **Regulamento de licitações, contratos e demais ajustes da Companhia do Metropolitano de São Paulo – Metrô**. São Paulo, 2018. 83 p. [.pdf].

CORPO DE BOMBEIROS DA POLÍCIA MILITAR DO ESTADO DE SÃO PAULO (CBPMESP). **Instrução Técnica nº 35/2019**: túnel rodoviário. São Paulo: SSP, 2019a. 5 p. [.pdf].

CORPO DE BOMBEIROS DA POLÍCIA MILITAR DO ESTADO DE SÃO PAULO (CBPMESP). **Instrução Técnica nº 45/2019**: Segurança contra incêndio para sistemas de transporte sobre trilhos. São Paulo: SSP, 2019b. 21 p. [.pdf].

CORPO DE BOMBEIROS DO PARANÁ. **Norma de Procedimento Técnico nº 035/2012:** túnel rodoviário. Paraná: Corpo de Bombeiros BM/7, 8 jan. 2012. 7 p. Versão 02 [.pdf].

CORPO DE BOMBEIROS MILITAR DO ESTADO DO RIO DE JANEIRO (CBMERJ). **Nota Técnica NT 4-09:** Túneis. Rio de Janeiro: CBMERJ, 2019. Disponível em: <http://www.cbmerj.rj.gov.br/pdfs/notas-tecnicas/NT%204-09%20-%20T%C3%BAneis.pdf> Acesso em: 12 mar. 2020.

DEERE, D. U.; DEERE, D. W. The rock quality designation (RQD) index in practice. **Rock Classification Systems for Engineering Purposes**, ADTM STP 984, Philadelphia, 1998, p. 91-101. Disponível em: [https://web.mst.edu/~rogersda/umrcourses/ge341/The%20Rock%20Quality%20Designation%20\(RQD\)%20in%20Practice.pdf](https://web.mst.edu/~rogersda/umrcourses/ge341/The%20Rock%20Quality%20Designation%20(RQD)%20in%20Practice.pdf). Acesso em: 13 nov. 2019.

DELATTE, N. J. **Concrete Pavement, Design, Construction and Performance**. Boca Raton: CRC Press, 2014. *E-book*.

DELGADO, A. M. E. F. da C. **Estabilização da Frente de Túneis Com Inclusões Lineares**. Set. 2009. Dissertação (Doutorado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, [s. l.], set. 2009. 337 p.

DELGADO, R. O. **Acompanhamento da execução de um túnel em Carangola MG, para passagem de um mineroduto**. [Itaperuna, RJ], 2012.

DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM (DAER). Governo do Estado do Rio Grande do Sul. Secretaria de Transportes. **Especificações Gerais**. Rio Grande do Sul: DAER, 1998. [.pdf].

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO (DER/SP). **Instrução de Projeto IP-DE-C00/002:** Projeto de Túnel. São Paulo: DER/SP, 2005c. Disponível em: ftp://ftp.sp.gov.br/ftpder/normas/IP-DE-C00-002_A.pdf. Acesso em: 12 nov. 2020.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO (DER/SP). **Instrução de Projeto IP-DE-F00/001:** Projeto Geométrico. São Paulo, 2005d. 36 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). Método de Ensaio – DNER-ME 040/95. **Prospecção geofísica pelo método de eletrorresistividade**. Rio de Janeiro: DNER, 1995. 17 p. [.pdf].

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). **Norma Rodoviária DNER-PRO 002/94:** Coleta de amostras indeformadas de solos. Rio de Janeiro: DNER, 1994i. 12 p. [.pdf].

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). **Norma Rodoviária DNER-PRO 003/94:** Coleta de amostras deformadas de solos. Rio de Janeiro: DNER, 1994j. 4 p. [.pdf].

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). **Norma Rodoviária DNER-PRO 231/1994**. Rio de Janeiro: DNER, 1994k. 5 p. [.pdf].

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. **Diretrizes básicas para elaboração de estudos e programas ambientais rodoviários**: escopos básicos/instruções de serviço. 3. ed. Rio de Janeiro: DNIT: IPR, 2006a. *E-book*. Disponível em: http://ipr.dnit.gov.br/normas-e-manuais/manuais/documentos/729_diretrizes_basicas_elaboracao_estudos_programas_ambientais_rodoviarios.pdf. Acesso em: 05 dez. 2020.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. **Diretrizes básicas para elaboração de estudos e projetos rodoviários**: escopos básicos / instruções de serviço. 2. ed. Rio de Janeiro: IPR, 2005a. *E-book*. Disponível em: http://ipr.dnit.gov.br/normas-e-manuais/manuais/documentos/726_diretrizes_basicas-escopos_basicos-instrucoes_de_servico.pdf. Acesso em: 05 dez. 2020.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR). **Diretrizes básicas para elaboração de estudos e projetos rodoviários**: escopos básicos/instruções de serviço. 3. ed. Rio de Janeiro: DNIT: IPR, 2006b. *E-book*. Disponível em: http://ipr.dnit.gov.br/normas-e-manuais/manuais/documentos/726_diretrizes_basicas-escopos_basicos-instrucoes_de_servico.pdf. Acesso em: 17 fev. 2021.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). Diretoria Geral. **Manual de Custos Rodoviários**: metodologia e conceitos. Rio de Janeiro: DNIT, 2003. *E-book*. 1 v. Disponível em: https://189.9.128.64/download/servicos/sicro/manual-de-custos-rodoviarios/Volume1_Un_2003.pdf. Acesso em: 15 jan. 2020.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). Diretoria Geral. Diretoria Executiva. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR). **Manual de Custos de Infraestrutura de Transportes**: Anexo 01/2017. Brasília, DF: DNIT, 2017b. *E-book*. <http://www.dnit.gov.br/custos-e-pagamentos/sicro/relatorio-de-ocorrencias-do-sicro-1/anexo-01-2017-fator-de-interferencia-do-trafego.pdf/view>. Acesso em: 25 fev. 2021.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). Diretoria Geral. Diretoria Executiva. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR). **Manual de Custos de Transporte**: Manuais Técnicos – Conteúdo 01 – Terraplenagem. Rio de Janeiro: IPR, 2017c. 64 p. [.pdf].

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). Diretoria Geral. Diretoria Executiva. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de

Pesquisas Rodoviárias. **Manual de Implantação Básica de Rodovia**. 3. ed. Rio de Janeiro: IPR, 2010c. 617 p. *E-book*.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR). Publicação IPR – 741. **Manual de projeto e práticas operacionais para segurança nas rodovias**. Brasília, DF: IPR, 2010f. 282 p. [.pdf].

ESPAÑA. Ministerio de Fomento. Orden Circular 37/2016: Base de Precios de Referência de La Dirección General De Carreteras. Madrid: Ministerio de Fomento, 2016. E-book. Disponível em: https://www.mitma.gob.es/recursos_mfom/orden_circular_372016.pdf. Acesso em: 27 jan. 2020.

FAILLACE, Raul Rego. O orçamento na construção civil. Caderno Técnico. 2ed. Porto Alegre: UFRGS, 1988.

FARIA, P. O.; NORONHA, M. A. M. **Escavação Subterrânea em Rocha**. [S. l.], [201-]. Notas de aula. 5 p. [.docx].

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (FHWA). **Road Tunnel Design Guidelines**. Washington, DC: FHWA, Jan. 2004. 148 p. [.pdf].

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (FHWA). **Road Tunnel Design Guidelines**. Washington, DC: FHWA, 2006. 176 p. [.pdf].

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (FHWA). **Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels: Civil Elements**. Washington, D.C.: FHWA, dec. 2009. Disponível em: https://www.fhwa.dot.gov/bridge/tunnel/pubs/nhi09010/tunnel_manual.pdf. Acesso em: 5 dez. 2019.

FEDERAL TRANSIT ADMINISTRATION (FTA). **Project and Construction Management Guidelines**. Washington, DC: FTA, mar. 2016. Disponível em: https://www.transit.dot.gov/sites/fta.dot.gov/files/docs/FTA_Project_and_Construction_Mgmt_Guidelines_2016.pdf. 341 p. [.pdf].

FRANÇA, P. T. **Estudo do comportamento de túneis: análise numérica tridimensional com modelos elasto-plásticos**. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006. Disponível em: <https://teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3145/tde-08122006-151549/pt-br.php>. Acesso em: 18 mar. 2020.

GABRIELSEN, R. H. (1990). Characteristics of joints and faults. BARTON, N. e STEPHANSSON, O. Rock Joints; INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ROCK JOINTS, Proceedings. Loen, Norway. Balkema. p. 11-19.

GALLI, M. **Rheological characterisation of Earth-Pressure-Balance (EPB) support medium composed of non-cohesive soils and foam**. 2016. Thesis (Doctor of Engineering) – Department of Civil and Environmental Engineering, Ruhr-Universität Bochum, Bochum, 2016. 383 p. [.pdf].

GERALDI, J. L. P. **O ABC das Escavações de Rocha**. Rio de Janeiro: Interciência, 2011. 284 p. [.pdf].

GOMES, R. A. M. P. Análise tridimensional de túneis considerando o comportamento dependente do tempo na interação. p. 305, 2006.

GONZÁLEZ, M. A. S. Noções de orçamento e planejamento de obras. São Leopoldo: UNISINOS, 2007.

Guideline for Design of Road Tunnel, Japan International Cooperation Agency (JICA), Road Development Authority (RDA). ROAD DEVELOPMENT AUTHORITY (RDA); JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY (JICA). Guideline for Design of Road Tunnel. [S. l.]: RDA: JICA 2018. 86 p. [.pdf].

GUIDICINI, G.; SANTOS OLIVEIRA, A. M.; PIRES DE CAMARGO, F.; KAJI, N. (1972a). Um método de classificação geotécnica preliminar de meios rochosos. In: SEMANA PAULISTA DE GEOLOGIA APLICADA, 4., Anais. São Paulo. p 275 - 282.

GUATTERI, G. *et al.* **Concepção e execução dos tratamentos do túnel 3 / 4, emboque Santos, da nova pista da Rodovia dos Imigrantes - Pista Descendente**. São Paulo: Núcleo Projetos, [2017]. Disponível em: http://nucleoprojetos.com.br/wp-content/uploads/2017/11/trabalho_revisto.pdf. Acesso em: 18 mar. 2020.

HACHICH, W. *et al.* **Fundações: Teoria e Prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. 762 p. [.pdf].

HEMPHILL, G. B. **Practical Tunnel Construction**. New Jersey: John Wiley & Sons, 2013. *E-book*.

HOEK, E.; KAISER, P.; BAWDEN, W. Rock mass classification. Support of Underground Excavations in Hard Rock, n. 1972, p. 27-47, 2000.

HOEK, E. (2000). *Practical Rock Engineering*. 2007 Edition. Disponível em: <<http://www.rocscience.com/hoek/PracticalRockEngineering.asp>> Acesso em: 01/03/2020.

IPT Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo - **Mapa Geomorfológico do Estado de São Paulo 1:500.000**. São Paulo, v 1 e 2, 1981.

INTERNATIONAL SOCIETY OF ROCK MECHANICS. Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses -ISRM. Int. J. Rock Mechanics Min. Sci. Geomech. 1978. Abstr., vol.15, pp. 319-368.

INTERNATIONAL SOCIETY OF ROCK MECHANICS. Rock characterization, testing and monitoring- ISRM Suggested Methods. Oxford: Pergamon Press. 1981. 211 p

INTERNATIONAL TUNNELLING AND UNDERGROUND SPACE ASSOCIATION (ITA). **General report on conventional tunnelling method**. ITA Working Group – Conventional Tunnelling. ITA Report. n° 002. Châtelaine: ITA, apr. 2009. *E-book*. Disponível em: https://tunnel.ita-aites.org/media/k2/attachments/public/ITA_Report_N2_WG19_P.pdf. Acesso em: 13 nov. 2019.

INTERNATIONAL TUNNELLING AND UNDERGROUND SPACE ASSOCIATION (ITA). Guidelines for the Design of Tunnels. **Tunnelling and Underground Space Technology**, Vernier, v. 3, n. 3, p. 237-249, 1988.

INTERNATIONAL TUNNELLING AND UNDERGROUND SPACE ASSOCIATION (ITA). **ITatech Guidance for Precast Fibre Reinforced Concrete Segments** - Volume 1: Design Aspects. ITA Report. n ° 7. April, 2016a. [Avignon, FR], 2016. Disponível em: <https://about.ita-aites.org/wg-committees/itatech/publications/1359/itatech-guidancefor-precast-fibre-reinforced-concrete-segments-vol-1-design-aspects>. Acesso em: 18 dez. 2019.

INTERNATIONAL TUNNELLING AND UNDERGROUND SPACE ASSOCIATION (ITA). **Monitoring and Control in Tunnel Construction**: ITA Report n° 009/ nov. 2011. Avignon: 2011. 24 p. [.pdf].

INTERNATIONAL TUNNELLING AND UNDERGROUND SPACE ASSOCIATION (ITA). **Recommendations and Guidelines for Tunnel Boring Machines (TBMs)**. Laussane: ITA, 2000. 119 p. [.pdf].

JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (JSCE). JSCE - SF4: Method of tests for flexural strength and flexural toughness of steel fiber reinforced concrete. **Concrete Library of JSCE**, [s. l.], 1984.

JIMENO, C. L. Capítulo 21 – Instrumentación y control geotécnico. *In*: JIMENO, C. L. **Manual de túneles y obras subterráneas**. Madrid: [s. n.], 1997. p. 697-719. [.pdf].

KIRKALDIE, L. (1988). Rock classification systems for engineering purposes, Philadelphia. ASTM STP 984.

KIRSTEN, H. A. D. (1988). Discussion. *In*: KIRKALDIE, L. Rock classification systems for engineering purposes, Philadelphia. ASTM STP 984.

KOLYMBAS, D. **Tunnelling and Tunnel Mechanics: A Rational Approach to Tunnelling**. Innsbruck (Austria): Springer, 2005. 431 p. [.pdf].

LAUFFER, H. (1958): “Gebirgsklassifizierung für den Stollenbau.” *Geol. Bauwesen* 24(1), 46-51

LEE, C. H.; CHIU, Y. C.; WANG, T. T. Countermeasure of jammed TBM in rock tunnel excavation: feedback from two cases study. *In*: PEILA, D.; VIGGIANI, G.; CELESTINO, T. **Tunnels and Underground Cities: Engineering and Innovation meet Archaeology, Architecture and Art**. London, UK: Taylor & Francis Group, 2019. p. 3911- 3920.

MAGALHÃES, F. S.; CELLA, P. R. C. (1998). Estruturas dos maciços rochosos. OLIVEIRA, A.M.S.; BRITO, S. N. A. *Geologia de Engenharia*. São Paulo. ABGE. Oficina de Texto. p. 39-55.

MAIDL, B.; THEWES, M.; MAIDL, U. **Handbook of Tunnel Engineering: Basics and Additional Services for Design and Construction**. Bochum: Ernst & Sohn, 2013. V 2. *E-book*.

MARTINHO, J. F. de C. **O Uso de Explosivos na Escavação de Túneis**: Implementação do Dimensionamento de Diagramas de Fogo em Folhas de Cálculo. 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2012.

MAYNE, P. W.; CHRISTOPHER, B. R.; DEJONG, J. **Subsurface Investigations--Geotechnical Site Characterization**: Reference Manual. [Washington, D.C.]: FHWA, 2002. 332 p. [.pdf].

MOREIRA, C. M. C. túneis, uma herança ancestral rumo ao futuro. A obra nasce: revista de Arquitectura da Universidade Fernando Pessoa, p. 92–115, jan. 2006.

MONTICELI, J. J. (1983). Influência da compartimentação geológico-geotécnica de maciços rochosos no projeto de fundações de barragens – fase de viabilidade. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 149p.

MURAKAMI, C. A. **Noções básicas para o acompanhamento técnico de obras de túneis**. 2002. Tese (Mestrado em Engenharia) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

NAZARIAN, S.; YUAN, D.; BAKER, M. R. **Automation of Spectral Analysis of Surface Waves Method**: ASTM STP1213/1997. West Conshohocken, PA: ASTM International, 1994. Disponível em: <https://compass.astm.org/download/STP13208S.20970.pdf>. Acesso em: 5 jun. 2020.

NIEBLE C. M.; FRANCIS F. O. (1976). Classificação de maciços rochosos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 1., Anais. Rio de Janeiro. v. 2. p. 378-394.

NÚCLEO ENGENHARIA E PROJETOS. **Principais Obras**: Túnel do Morro Vieira – Rodovia BR-280 – Florianópolis – SC. São Paulo, [201-]. Disponível em: <http://nucleoprojetos.com.br/obra/jaragua-do-sul-tuneis-do-morro-vieira/>. Acesso em: 17 mar. 2020.

OGGERI, C.; OVA, G. Quality in tunnels: ITA-AITES Working Group 16 – Final Report. **Tunnelling and Underground Space Technology**, Vernier, n. 19, p. 239-272, 2004. [.pdf].

OLIVEIRA, A. M. S. ; BRITO, S. N. A. (Eds.). . Classificação de maciços rochosos. 1. ed. São Paulo: Oficina de texto, 1998. p. 15–38.

OJIMA, L. M. (1982). Metodologia de classificação de maciços rochosos aplicável a túneis. São Paulo. ABGE. Síntese de tese. 100p. ÖZSAM.

PALMSTRÖM, A. (1982). The Volumetric Joint Count – a Useful and Simple Measure of the Degree of Rock Jointing. 4th International Congress of the Association Geological, Dehli, 5 vol., pp. 221-228.

PARGA, Pedro. Cálculo do preço de venda na construção civil. São Paulo: PINI/Rio de Janeiro: SEAERJ, 1995.

PARKER, H.W. Planning and site investigation in tunneling. I Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas e Seminário Internacional "South American Tunnelling". CBT/ABMS, São Paulo, SP, 2004a. 1 CD ROM.

PAULA, J.P et. al, Análise Fisiográfica aplicada À elaboração de mapa geológico-geotécnico de região da Serra do Mar e Baixada Santista. São Paulo, UNESP, Geociências, v.27, n.2, p.249-264, 2008.

PILLAR, N. M. P. Propriedades mecânicas nas primeiras idades como preditoras das tensões induzidas e fissuração de concreto projetado reforçado com fibras. 2014. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2014. Disponível em: <https://repositorio.ufsc.br/handle/123456789/128806>. Acesso em: 18 dez. 2019.

PINCUS, H. J. (1988). Opening Remarks. KIRKALDIE, L. Rock classification systems for engineering purposes, Philadelphia. ASTM STP 984. SEM.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. **Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics**. Sydney: John Wiley & Sons, 1974. 423 p. [.pdf].

PRIEST, S. D.; HUDSON, J. A. **Discontinuity Spacings in Rock**. [Great Britain], 1976. Disponível em: <https://reader.elsevier.com/reader/sd/pii/0148906276908184?token=C6107588FA6899907D2DDB7CC5633F9BC09BC9D1907D1DE90E16D1E6737608DE46C82018A894784503C6A34894259ED8>. Acesso em: 12 out. 2021.

QIU, J. *et al*. Review of the flame retardancy on highway tunnel asphalt pavement. **Construction and Building Materials**, [s. l.], v. 195, p. 468-482, Jan. 2019. [.pdf].

RDA; JICA. Guideline for Design of Road Tunnel. n. February 2018.

REDAELLI, L. L. **Túneis Rodoviários**. Florianópolis, jan. 2003. 36 p. [.docx].

RICARDO, H. S.; CATALANI, G. **Manual Prático de Escavação: Terraplenagem e Escavação de Rocha**. 3. ed. São Paulo: Pini, 2007.

RIMAC, I.; ŠIMUN, M.; DIMTER, S. Comparison of pavement structures in tunnels. **E-GFOS**, Osijek, v. 5, n. 8, p. 12-18, jul. 2014. [.pdf].

ROAD DEVELOPMENT AUTHORITY (RDA); JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY (JICA). **Guideline for Design of Road Tunnel**. Japan; Sri Lanka: RDA; JICA, Feb. 2018. 86 p. [.pdf].

ROIZENBLATT, I. **Contribuição para uma iluminação eficiente**. 2003. 113 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa Interunidades de Pós-Graduação em Energia. Universidade de São Paulo, São Paulo, 2003.

SEN Z.; SADAGAH B.H. (2003). Modified rock mass classification systems for continuous rating. *Engineering Geology*. V67 p. 269-280.

SERAFIM, J. L.; PEREIRA, J. P. (1983). Considerations of the geomechanics classification of Bieniawski. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ENGINEERING GEOLOGY AND UNDERGROUND CONSTRUCTION. Lisboa. Proceedings. v. 1:2, p. 33-42

SERRA JUNIOR, E. ; OJIMA, L. M. Classificação de maciços rochosos. In: OLIVEIRA, A. M. S. ; BRITO, S. N. A. (Eds.). . Classificação de maciços rochosos. 1. ed. São Paulo: Oficina de texto, 1998. p. 15–38.

TERZAGHI, K. (1946): “Introduction to tunnel geology.” In Rock tunnelling with steel supports, by Proctor and White, pp 5-153.

TISAKA, M. **Orçamento na construção civil**: consultoria, projeto e execução. 2 ed. São Paulo: Pini, 2011.

THOMAS, A. Sprayed Concrete Lined Tunnels: Applied Geotechnics. V. 2. [Abingdon, UK], 2009.

UNITED STATES ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE). Standard Practice for Shotcrete: EM 1110-2-2005. Washington, D.C.: USACE, jan. 1993. Disponível em: https://www.publications.usace.army.mil/Portals/76/Publications/EngineerManuals/EM_1110-2-2005.pdf?ver=2013-09-04-070813-843. Acesso em: 19 nov. 2021.

VALLEJO, L. I. G.; FERRER, M.; ORTUÑO, L.; OTEO, C. **Ingeniería Geológica**. [Madrid, ES], 2002.

VAZ, L. F. Classificação genética dos solos e dos horizontes de alteração de rocha em regiões tropicais. **Solos e Rochas**, v. 19, n. 2, p. 117–136, 1996.

VERMA, H. K. *et al.* Causes, impact and control of overbreak in underground excavations. **Recent Advances in Rock Engineering (RARE)**, Dhanbad, 2016. 6 p. [.pdf].

WAHLSTROM, E. **Tunneling in rock**. 1st ed. Amsterdam: Elsevier, 1973. 263 p. v. 3.

WICKHAM GE, Tiedemann Hr, Skinner EH (1972) Support determinations based on geologic predictions. In: Proceedings of the Rapid Excavation Tunnelling Conference, New York, USA. pp: 43–64.

WORLD ROAD ASSOCIATION (PIARC). **Cross Section Geometry for Bi-directional Road Tunnels**. Paris: PIARC, 2004a. 76 p. [.pdf].

WORLD ROAD ASSOCIATION (PIARC). **Cross Section Geometry in Uni-directional Tunnels**. Paris: PIARC, 2001. 39 p. [.pdf].

WORLD ROAD ASSOCIATION (PIARC). **Earthworks Manual Design and Construction of Earth-structures**. Paris: PIARC, 2019a. 68 p. [.pdf].

WORLD ROAD ASSOCIATION (PIARC). **Manual de Túneis Rodoviários**: Exigências de operação e de segurança. La Défense: PIARC, 2015a. 49 p. [.pdf].

WORLD ROAD ASSOCIATION (PIARC). **Manual de Túneis Rodoviários: Sinalização**. Paris: Piarc, 2019c. Disponível em: <https://tunnels.piarc.org/pt/exigencias-de-operacao-e-de-seguranca-equipamentos-e-sistemas/sinalizacao>. Acesso em: 29 nov. 2019.

WORLD ROAD ASSOCIATION (PIARC). **Road Tunnels Manual: Equipment and Systems**. Paris: PIARC, 2019d. Disponível em: <https://tunnelsmanual.piarc.org/en/equipment-systems>. Acesso em: 18 mar. 2020.

WORLD ROAD ASSOCIATION (PIARC). **Road Tunnels Manual: Operation and Maintenance**. La Défense, 1 out. 2019e. Disponível em: <https://tunnelsmanual.piarc.org/en/operation-and-maintenance>. Acesso em: 18 mar. 2020.

ZHANG, Z. X. *et al.* Three-dimensional finite-element analysis on ground responses during twin-tunnel construction using the URUP method. **Tunnel and Underground Space Technology**, [s. l.], 2016, 13 p. [.pdf].

ZOU, D. **Theory and Technology of Rock Excavation for Civil Engineering**. Singapore: Springer, 2017. 710 p. [.pdf].