

**Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho
Guaratinguetá
Engenharia Civil**

**Estudo de caso da execução de um túnel do Contorno Sul da Rodovia Nova
Tamoios, região da Serra do Mar em São Sebastião-SP**

Maísa Helena Coutinho

**Guaratinguetá
2015**

Maísa Helena Coutinho

Estudo de caso da execução de um túnel do Contorno Sul da Rodovia Nova Tamoios, região da Serra do Mar em São Sebastião-SP

Trabalho de graduação apresentado ao Conselho de Curso de Graduação em Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia do campus de Guaratinguetá, Universidade Estadual Paulista, como parte dos requisitos do diploma de Graduação em Engenharia Civil.

Orientador: Prof^o Dr. George de Paula Bernardes

**Guaratinguetá
2015**

C871e Coutinho, Maísa Helena
Estudo de caso da execução de um túnel do Contorno Sul da Rodovia Nova Tamoios, região da Serra do Mar em São Sebastião- SP / Maísa Helena Coutinho – Guaratinguetá, 2015.
215 f : il.
Bibliografia: f. 206-210

Trabalho de Graduação em Engenharia de Civil – Universidade Estadual Paulista, Faculdade de Engenharia de Guaratinguetá, 2015.
Orientador: Prof. Dr. George de Paula Bernardes

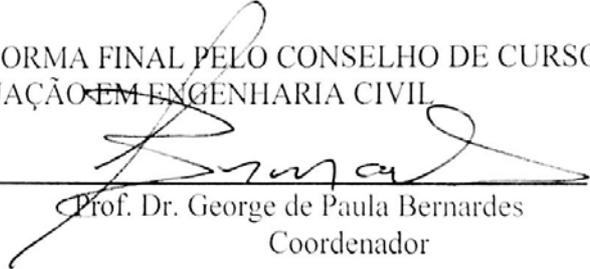
1. Tuneis - Projetos e construção 2. Escavação 3. Parque Estadual da Serra do Mar (SP) I. Título

CDU 624.19

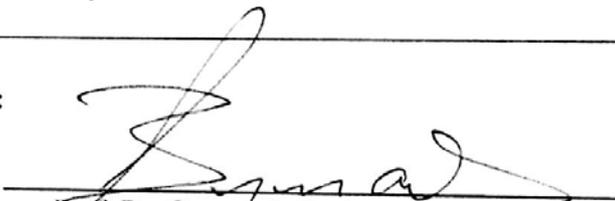
Maisa Helena Coutinho

ESTE TRABALHO DE GRADUAÇÃO FOI JULGADO ADEQUADO COMO
PARTE DO REQUISITO PARA A OBTENÇÃO DO DIPLOMA DE
"GRADUADO EM ENGENHARIA CIVIL"

APROVADO EM SUA FORMA FINAL PELO CONSELHO DE CURSO DE
GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL


Prof. Dr. George de Paula Bernardes
Coordenador

BANCA EXAMINADORA:


Prof. Dr. George de Paula Bernardes
Orientador/UNESP-FEG


Prof. Dr. Paulo Valladares Soares
UNESP-FEG


Prof. Dr. José Bento Ferreira
UNESP-FEG

Dezembro/2015

DEDICATÓRIA

*“Não tenho palavras pra agradecer tua bondade,
Dia após dia me cercas com fidelidade.
Nunca me deixes esquecer
Que tudo o que tenho,
Tudo o que sou,
O que vier a ser,
Vem de Ti, Senhor!”*

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus por me capacitar, me permitindo completar mais uma etapa da vida, e por colocar pessoas maravilhosas a minha volta, que me auxiliaram na caminhada.

À minha mãe, Claudete, pelo apoio, conselhos, amor e cuidado a mim dedicados a todo instante.

Ao meu pai, Mário, por me incentivar, apoiar e me dar o suporte necessário.

Aos meus irmãos, meus melhores amigos, pelo apoio e companheirismo.

Aos meus tios, Cláudia e Nágilo, e aos meus primos, Caio, Quézia e Miquéias, por me apoiarem e me acompanharem sempre.

Ao meu namorado, Rafael, por sempre me incentivar, compreender, apoiar e acompanhar.

Aos amigos da F.E.G., especialmente a Raquel e a Daiana, por compartilharem tanto os momentos alegres, quanto os de tensão durante a graduação e por contribuírem no meu crescimento pessoal e profissional.

Ao meu orientador, professor George, pelo exemplo profissional de compromisso e seriedade, pelo apoio e direcionamento dados ao longo do curso e do desenvolvimento deste trabalho.

Aos engenheiros, Allan e Pedro Paulo, pela oportunidade dada de integrar sua equipe, como estagiária, e pelas informações e dados concedidos para a elaboração deste trabalho. Também agradeço aos colegas da sala técnica e do laboratório de concreto, pela paciência e pelos conhecimentos compartilhados, fundamentais para meu aprimoramento profissional e para o desenvolvimento deste trabalho.

Muito obrigada por me ajudarem a concluir esta etapa!

RESUMO

Este trabalho foi dividido em duas partes, na primeira desenvolve-se a revisão bibliográfica e na segunda, realiza-se o estudo de caso do túnel 301.

A revisão bibliográfica aborda aspectos que influenciam no processo de escavação. O principal fator que condiciona a execução de um túnel é a geologia da região da obra, pois através dela é possível: conhecer os tipos de solo e de rocha e seu grau de alteração; verificar a presença de fraturas, seu preenchimento, sua posição em relação ao sentido da escavação; além de determinar a posição do nível de água. A identificação dessas características físicas do maciço é feita por meio de investigações geotécnicas. Os parâmetros assim obtidos são utilizados em métodos para calcular índices, que permitem classificar o maciço, propondo tratamentos específicos para cada classe. Existem diversos métodos de classificação geomecânica, contudo serão abordados os mais utilizados, internacionalmente e no Brasil, os sistemas RMR e o Q de Barton. A classificação e caracterização são fundamentais pois auxiliam na previsão do comportamento do maciço frente a escavação e na escolha dos métodos de escavação, de suporte e de tratamento mais adequados.

Com a caracterização do maciço e o projeto da seção do túnel, definem-se os métodos e equipamentos de escavação. O presente trabalho apresentará os métodos mais empregados para a construção de túneis rodoviários, com ênfase no NATM e o “Drill and Blast”, pois foram aplicados no estudo de caso em questão. Após a escavação, a seção do túnel recebe tratamentos para sua estabilização, feitos através de aplicação de suporte como cambotas, tirantes, chumbadores, tela metálica e concreto projetado, tratados no item sistemas de suporte.

Para se observar o comportamento do maciço após as escavações, são utilizados equipamentos de instrumentação. Sua instalação se dá antes do início do processo de escavação e o monitoramento persiste mesmo após a conclusão dos serviços, porém com menor frequência. Com esses equipamentos observa-se se a tendência da seção escavada é convergir (fechar) ou divergir (abrir) e se o maciço se movimenta para frente ou para trás.

O túnel 301, apresentado no estudo de caso, localiza-se no município de São Sebastião, no litoral Norte de São Paulo, na região da Serra do Mar onde a litologia é caracterizada, principalmente, por gnaisses migmatizados e granitóides pré-cambriano. Para sua escavação foi construída na praça do emboque uma área de apoio a produção, com estação de tratamento de água, central de concreto, escritório, oficina para jumbo, entre outros.

O foco do estudo de caso é abordar os procedimentos de execução do emboque e escavação do túnel, descrevendo-os passo à passo. Para isto, foram mostrados alguns detalhes de projeto, imagens dos processos e alterações que os projetos sofreram, em função das observações feitas em campo. Ao final, são mostrados os dispositivos de instrumentação implantados, seus detalhes e alguns exemplos de como são analisados os dados obtidos.

Palavras-chave: Escavação. Túnel. NATM. Drill and Blast. Serra do Mar.

ABSTRACT

This work was divided into two parts, the first one develops the literature review and the second one, discuss the case study of the tunnel 301.

The literature review covers the aspects that influence the excavation process. The main factor that affects a tunnel excavation is the geology of the area, because it allows: to know the types of soil and rock and the degree of change; to check for fractures, their fill, their position in relation to the excavation direction; and to know the water level position. The identification of mass physical characteristics is done through geotechnical investigations. The obtained parameters are used in methods to calculate indices, that allow classifying the mass, proposing specific treatments for each class. There are several methods of geomechanics classification, but this work will discuss only the most used internationally and in Brazil, as the RMR systems and Q-system Barton. The classification and characterization are critical as they help in predicting mass behavior due to excavation and to choose the excavation methods, the support systems and the most adequate treatment.

With the characterization of the mass and the project of the tunnel section, its possible to define excavation methods and equipments. This work will present the most widely used methods for road tunnel construction, putting emphasis on the NATM and "Drill and Blast", as it was applied in the case study. After the excavation, the tunnel section receives stabilization treatments, through support application as lattice girder, staggered rock bolt, wire mesh and shotcrete, treated in item support systems.

To observe the mass behavior after the excavations, its used instrumentation equipment. Its installation precedes the start of the excavation process and persists even after the end of the construction, but with longer intervals. With these equipments is possible to observe the trend of the excavated section, if its converging (close) or diverging (open), and the mass moves forward or backward.

The tunnel 301, presented in the case study, is located in the municipality of São Sebastião, northern coast of São Paulo, in the Serra do Mar region where lithology is characterized mainly by migmatitics gneiss and Precambrian granitoids. In order to help the excavation process, it was built in portal square a support area with water treatment plant, concrete plant, office, workshop for Jumbo, among others.

The focus of the case study is to show the portal execution procedures and tunnel excavation, describing them step by step. For this, it was shown some project details, images

of the processes and changes that the project suffered, according to the observations made in the field. In the end, it was shown implanted instrumentation devices, its details and some examples of how the data obtained are analyzed.

Keywords: Excavation. Tunnel. NATM. Drill and Blast. Serra do Mar.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Tipos de trados.....	28
Figura 2 - (A) Esquema Geral de Sondagem a Percussão;.....	31
Figura 3 - Sondagem Rotativa.....	33
Figura 4 - Solo Firme.....	34
Figura 5 - Solo deslocante.....	35
Figura 6 - Solo correção.....	35
Figura 7 - Solo extrusivo.....	35
Figura 8 - Solo fluente.....	36
Figura 9 - Solo expansivo.....	36
Figura 10 - Definição de orientação espacial.....	40
Figura 11 - Perfis de rugosidade.....	42
Figura 12 - Orientação das descontinuidades.....	46
Figura 13 - Classes de suporte definidas pelo índice Q.....	59
Figura 14 - Termos usuais de túneis.....	60
Figura 15 - Mecanismos de colapso global e local.....	63
Figura 16 - Mecanismos de colapso local.....	63
Figura 17 - Ferramentas de perfuração para martelo de superfície(Bits).....	67
Figura 18 - Classificação de Túneis quanto ao método construtivo.....	69
Figura 19 - Ciclo de escavação Drill and Blast.....	70
Figura 20 - Sistema de Suporte de Túneis.....	73
Figura 21 - Sequência construtiva para o método Cut and Cover.....	74
Figura 22 - Sequência construtiva para o método Top-down.....	75
Figura 23 – Fresadora.....	84
Figura 24 - “Tatuzão” ou TBM.....	85
Figura 25 - Martelo de coluna.....	86
Figura 26 - Jumbo.....	87
Figura 27 - Rompedor.....	87
Figura 28 - Escavadeira.....	88
Figura 29 - Carregadeira de rodas.....	88
Figura 30 - Caminhão basculante.....	89
Figura 31 - Manipulador.....	89
Figura 32 - Esquema de um tirante.....	91
Figura 33 - Esquema de um chumbador.....	92
Figura 34 - Ilustração da enfilagem e pregagem.....	93
Figura 35 - Dreno horizontal profundo.....	100
Figura 36 - Rebaixamento do lençol com DHP.....	100
Figura 37 - Drenagem superficial.....	101
Figura 38 - Dreno linear contínuo.....	101
Figura 39 - Parcializada.....	103
Figura 40 - Seção Parcializada.....	104
Figura 41 - Parcialização em duas seções com bancada.....	104
Figura 42 - Instrumentação de Túneis.....	105
Figura 43 - Mapa de localização de São Sebastião.....	112
Figura 44 - Mapa geológico do litoral norte do Estado de São Paulo,.....	113
Figura 45 - Traçado do Túnel 301 – Estaca 3000+0,000 m à 3037+0,000 m.....	115
Figura 46 - Traçado do Túnel 301 – Estaca 3037+0,000 m à E3074+0,000 m.....	116
Figura 47 - Traçado do Túnel 301 – Estaca 3014+0,000 m à 3111+0,000 m.....	116
Figura 48 - Traçado do Túnel 301 – Estaca 3111+0,000 à 3148+0,000 m.....	116

Figura 49 - Implantação – Seção alargada e túnel de ligação do túnel 301.....	117
Figura 50 - Implantação – Seção alargada e túnel de ligação do túnel 301.....	117
Figura 51 - Implantação – Seção alargada e túnel de ligação do túnel 301.....	117
Figura 52 - Implantação – Seção alargada e túnel de ligação do túnel 301.....	118
Figura 53 - Classificação do maciço.....	120
Figura 54 - Planta de locação das sondagens e perfil com os resultados - Emboque 301 Norte -Pista Direita.....	121
Figura 55 - Legenda da planta de locação das sondagens.....	122
Figura 56 - Legenda do perfil com os resultados das sondagens.....	122
Figura 57 - Perfil geológico do Emboque 301 Norte – Pista Direita	123
Figura 58 - Perfil geológico do Emboque 301 Norte – Pista Esquerda.....	124
Figura 59 - Legenda dos contatos geológicos	125
Figura 60 - Legenda de classificação do maciço	125
Figura 61 - Dispositivos de drenagem no emboque	126
Figura 62 - Emboque 301 Norte – Vista frontal	127
Figura 63 - Primeiro avanço para construção do talude do emboque.....	127
Figura 64 - Execução do talude do Emboque.....	128
Figura 65 - Emboque finalizado - Perfil Longitudinal.....	128
Figura 66 - Enfilagens executadas.....	129
Figura 67 - Viga portal sendo feita a partir da enfilagem	129
Figura 68 - Fôrma da viga portal	130
Figura 69 - Distribuição das enfilagens	130
Figura 70 - Seção longitudinal das enfilagens	131
Figura 71 - Corte viga portal – Calota Principal.....	131
Figura 72 - Contraventamento longitudinal das cambotas	132
Figura 73 - Escarificação atrás das cambotas instaladas.....	133
Figura 74 - Concreto Projetado no emboque.....	134
Figura 75 - Emboque 301 Norte – Talude Frontal	135
Figura 76 - Detalhe longitudinal da pregagem	136
Figura 77 - Corte AA: Detalhe da pregagem	136
Figura 78 - Detalhe cabeça da pregagem.....	137
Figura 79 - Disposição dos elementos de contenção	138
Figura 80 - Detalhe longitudinal do DHP	139
Figura 81 - Posicionamento do geocomposto durante a execução do emboque.....	139
Figura 82 - Detalhe buzinode.....	140
Figura 83 - Canaleta de drenagem nas bermas	140
Figura 84 - Layout da praça do emboque 301 norte	142
Figura 85 - Foto aérea da praça do emboque 301 norte	143
Figura 86 - Projeto padrão do portão dos emboques.....	144
Figura 87 - Portões do Emboque 301 Norte	144
Figura 88 - Locação do Piso de Concreto	145
Figura 89 - Fluxograma da água no emboque 301 norte	147
Figura 90: Estação de Tratamento de Efluentes.....	148
Figura 91 - E.T.E. do emboque 301 norte	148
Figura 92 - Central Concreto e balsa de agregados	149
Figura 93 - Implantação do talude com enrocamento no emboque 301 Norte.....	152
Figura 94 - Corte no talude com enrocamento do emboque 301 norte	153
Figura 95 - Escavação mecânica da calota – pista direita.....	154
Figura 96 - Projeção de concreto nas primeiras cambotas.....	155
Figura 97 - Núcleo da escavação preservado	155

Figura 98 - Pata de elefante ou pé da cambota	156
Figura 99 - Execução das enfilagens	156
Figura 100 - Acompanhamento de escavação do Túnel 301	158
Figura 101 - Método Construtivo – Seção tipo “C”	159
Figura 102 - Rebaixo – Vala central	160
Figura 103 - Rebaixo – Laterais	160
Figura 104 - Apicoamento.....	161
Figura 105 - Forma final da seção tipo “C”, com AID.....	161
Figura 106 - Seção plena – Seção tipo “D”	162
Figura 107 - Forma final da seção tipo “D”, com AIP	163
Figura 108 - Escavação da meia seção	164
Figura 109 - Escavação do caixão central	164
Figura 110 - Escavação da bancada lateral.....	165
Figura 111 - Transição seção normal e seção alargada.....	165
Figura 112 - Seção alargada após a transição.....	166
Figura 113 - Seção tipo A2 – calota seção plena	167
Figura 114 - Seção longitudinal tipo A2	167
Figura 115 - Seção plena alargada do tipo A2	168
Figura 116 - Seção tipo B1 – calota seção plena.....	169
Figura 117 - Seção longitudinal tipo B1.....	169
Figura 118 - Seção tipo B2 – calota seção plena.....	170
Figura 119 - Seção longitudinal tipo B2.....	170
Figura 120 - Seção plena alargada do tipo B2.....	171
Figura 121 - Perfil longitudinal do tratamento do maciço com DHP’s.	172
Figura 122 - Vista longitudinal do DHP.	173
Figura 123 - Emboque – Posicionamento dos tirantes	174
Figura 124 - Perfil do Túnel de ligação de Pedestres	174
Figura 125 - Túnel de ligação de pedestres.	175
Figura 126 - Locação dos furos de investigação.....	177
Figura 127 - Furos de investigação na cambota 17.....	177
Figura 128 - Furos de investigação na cambota 19.....	178
Figura 129 - Furos de investigação na cambota 21.....	178
Figura 130 - Situação inicial	179
Figura 131: Etapa 1: Quebrar o concreto projetado.....	179
Figura 132 - Etapa 2: Execução dos chumbadores e avaliação da rocha perfurada.....	180
Figura 133 - Etapa 3: Caso rocha de qualidade baixa - Limpeza e enchimento de calda de cimento.....	180
Figura 134 - Esquema ilustrando a formação da capela.....	181
Figura 135: Overbreak- Estaca 3011+7,30- Zoom	182
Figura 136: Frente de serviço protegida com concreto projetado - Estaca 3011+7,30 ..	182
Figura 137: Disposição da pregagens e das enfilagens-Vista frontal.....	183
Figura 138: Disposição da pregagens e das enfilagens-Vista longitudinal.....	184
Figura 139: Avanços da pista esquerda a partir da estaca 3011+12,70m	185
Figura 140: Situação do núcleo após a alteração.....	186
Figura 141: Seção transversal do túnel com AIP.....	187
Figura 142: Detalhe 1	187
Figura 143: Tratamento de “overbreaks”	188
Figura 144: Detalhe do pé da cambota para as duas pistas.....	189
Figura 145: Fases de concretagem do pé da cambota- Vista em Planta.....	190
Figura 146: Seção de transição.....	191

Figura 147: Figura: Esquema longitudinal da posição da rampa.....	192
Figura 148: Interior do túnel – sistemas auxiliares.....	193
Figura 149: Encaixe do ventilador no portão do túnel.....	193
Figura 150: Planta de distribuição da instrumentação externa.....	195
Figura 151: Simbologia da instrumentação.....	195
Figura 152: Seção tipo “A”.....	196
Figura 153: Seção tipo “B”.....	196
Figura 154: Critério geral para a leitura da instrumentação.....	197
Figura 155: Leituras de um inclinômetro.....	198
Figura 156: Gráfico do Inclinômetro 2 do eixo central - eixo A.....	199
Figura 157: Seções de Instrumentação Interna.....	201
Figura 158: Locação dos pinos de recalque.....	202
Figura 159: Gráfico de recalque da frente de escavação.....	202
Figura 160: Gráfico de convergência da frente de escavação.....	203
Figura 161: EXEMPLO DE UM MAPEAMENTO GEOLÓGICO DA FRENTE EXPOSTA.....	211
Figura 162: Tassômetro e “benchmark”.....	212
Figura 163: Inclinômetro padrão.....	213
Figura 164: Posicionamento dos inclinômetros nos taludes.....	214
Figura 165: Posicionamento dos inclinômetros nos taludes.....	214
Figura 166: Marco Superficial padrão.....	215
Figura 167: Cabeça do marco superficial.....	215

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Diâmetros mais comuns de furos de testemunhos	32
Tabela 2: Graus de alteração.....	38
Tabela 3: Graus de coerência	38
Tabela 4: Classificação de persistência.....	41
Tabela 5: Classificação de espaçamento.....	41
Tabela 6: Classificação de aberturas de descontinuidades.....	42
Tabela 7: Parâmetros da Classificação Geomecânica de Bieniawski	47
Tabela 8: Classes do maciço determinada pela soma total dos pesos	48
Tabela 9: Características das classes	48
Tabela 10: Característica da escavação e resumo do suporte das classes RMR.....	49
Tabela 11: Valores de RQD	52
Tabela 12: Valores de Jn.....	52
Tabela 13: Valores de Jr	53
Tabela 14: Valores de Ja	54
Tabela 15: Valores de Jw	55
Tabela 16: Valores de SRF	56
Tabela 17: Classes de maciços rochosos	57
Tabela 18: Índice de segurança ESR para diferentes obras subterrâneas.....	58
Tabela 19: Classificação Geomecânica	119
Tabela 20: Medidas de avanço	163

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	17
1.1 RAZÕES PARA A IMPLANTAÇÃO DE TÚNEIS.....	18
2 OBJETIVO.....	20
3 JUSTIFICATIVA	21
4 METODOLOGIAS	23
5 ASPECTOS GEOLÓGICOS.....	24
5.1 MÉTODOS DE INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA	24
5.1.1 Sensoriamento Remoto.....	25
5.1.2 Mapeamento Geológico.....	25
5.1.3. Investigações Geofísicas	25
5.1.3.1. Métodos Geoeletricos	26
5.1.3.2 Métodos Sísmicos.....	27
5.1.3.3 Métodos Potenciais.....	27
5.1.4 Investigações Mecânicas.....	27
5.1.4.1 Sondagem a Trado	28
5.1.4.2 Sondagem a Percussão.....	29
5.1.4.3 Sondagem Rotativa.....	31
5.1.4.4 Sondagem Mista	33
5.2 MACIÇOS TERROSOS.....	34
5.2.1 Características e Classificação	34
5.3 MACIÇOS ROCHOSOS	36
5.3.1 Caracterização Geológico-geotécnica	37
5.3.1.1 Litologia.....	37
5.3.1.2 Alteração.....	37
5.3.1.3 Coerência	38
5.3.1.4 Descontinuidades.....	39
5.3.2 Classificações Geomecânicas	43
5.3.2.1 Sistema RMR.....	44
5.3.2.2 Sistema Q.....	50
6 ESCAVAÇÕES.....	60
6.1 TIPOS DE ESCAVAÇÃO	61
6.2 CONDICIONANTES GEOLÓGICOS	62
6.2.1 Efeitos das Escavações.....	62
6.2.2 Escavabilidade	64
6.2.3 Estruturas Geológicas	65
6.2.4 Características Geomecânicas	65
6.2.5 Perfurabilidade	66
6.2.6 Nível de água e Água	67
6.2.7 Intemperismo e solos	68
6.3 MÉTODOS DE ESCAVAÇÃO.....	68
6.3.1 Escavação não mecanizada	69
6.3.1.1 Tradicional - Drill and Blast.....	69
6.3.1.2 NATM	71
6.3.1.3 Cut and cover.....	73
6.3.1.4 Top-Down.....	75
6.3.2 Escavação Mecânica	76

6.3.2.1 TBM.....	76
6.4 USO DE EXPLOSIVOS PARA ESCAVAÇÕES.....	77
6.4.1 Tipos de Explosivos	78
6.4.2 Acessórios dos Explosivos	79
6.4.3 Critérios de seleção de explosivos.....	80
6.4.4 Desmonte de Contorno	82
6.5 EQUIPAMENTOS DE ESCAVAÇÃO, PERFURAÇÃO E TRANSPORTE	83
7 SISTEMAS DE SUPORTE.....	90
7.1 ANCORAGEM	90
7.1.1 Tirantes.....	90
7.1.2 Chumbador	92
7.2 CÂMBOTAS METÁLICAS.....	92
7.3 ENFILAGENS	93
7.3.1 Enfilagens Cravadas.....	94
7.3.2 Enfilagens Injetadas	94
7.4 CONCRETO PROJETADO	94
7.5 TELA METÁLICA	96
7.6 FIBRAS.....	96
8 MEDIDAS CONSTRUTIVAS AUXILIARES	97
8.1 TRATAMENTO DE MACIÇOS NATURAIS.....	97
8.1.1 Drenagem	97
8.1.2. Injeções	102
8.1.3 Pregagem e Agulhamento	102
8.1.4. Parcialização da Seção	103
9 INSTRUMENTAÇÃO DE CONTROLE DE ESCAVAÇÃO.....	104
9.1 INSTRUMENTAÇÃO INTERNA.....	105
9.2 INSTRUMENTAÇÃO EXTERNA.....	106
10 SERVIÇOS AUXILIARES.....	109
11 ESTUDO DE CASO	111
11.1 LOCALIZAÇÃO	111
11.2 ASPECTOS GEOLÓGICOS	112
11.2.1 Geologia	112
11.2.2 Geomorfologia.....	113
11.2.3 Litologia.....	114
11.3 O TÚNEL 301	115
11.3.1 Traçado.....	115
11.3.2 Classificação Geomecânica	118
11.3.3 Sondagens	120
11.3.4 Mapeamento Geológico	122
11.3.5 Emboque.....	125
11.3.5.1 Emboque Norte.....	126
11.3.5.2 Praça do Emboque	141
11.3.5.3 Avanço do Túnel	153
11.3.6.2 Alterações de Projeto.....	175
11.3.7 Serviços Auxiliares	193
11.3.8 Instrumentação	194
11.3.8.1 Instrumentação Externa	194
11.3.8.2 Instrumentação Interna	200

12 CONCLUSÃO.....	204
REFERÊNCIAS.....	206
ANEXO A.....	211
ANEXO B.....	212

1 INTRODUÇÃO

Os túneis compreendem todas as passagens abertas no espaço subterrâneo que atravessam formações rochosas ou solo, permitindo a passagem direta, e são um dos mais antigos tipos de construção realizados pelo homem.

Na evolução do processo construtivo de túneis, a mineração foi uma das áreas que muito contribuiu para as escavações subterrâneas e para a evolução do método desenvolvido por Ladislau Von Rabcewicz (NATM). Pois exigia a construção de túneis longos e profundos, em maciços terrosos e rochosos, para a extração de minérios. Inicialmente, na execução dos túneis, eram utilizados troncos para escorar a escavação e garantir a estabilidade do maciço. Mas, com o passar do tempo, o escoramento rígido foi substituído por um escoramento mais flexível, baseando-se nas características geomecânicas do maciço (MOREIRA, 2006). Assim, a Engenharia de Túneis está associada ao desenvolvimento da mecânica de solos e rochas, e da geologia aplicada a engenharia.

Segundo Francis e Rocha (1998, p. 439) o túneis correspondem a mais de 90% do volume de escavações subterrâneas civis no mundo. São destinados aos mais diversos tipos de sistema como transporte, armazenamento, adução, geração e transmissão de energia, redes de distribuição, passagens de pedestres, tubulações hidráulicas, comunicação e dutos de ventilação.

No Brasil, de acordo com Celestino e Rocha (2011), a engenharia de túneis começou a desenvolver-se na segunda metade do século XIX, algumas décadas depois da independência, antes mesmo da utilização de dinamite para escavação de túneis em rocha. O primeiro túnel ferroviário, no Brasil, foi construído por volta de 1860, contudo a principal construção desse período foram os quinze túneis da ferrovia Dom Pedro II. Esse conjunto túneis ficou conhecido como “Seção 2” e atravessa a Serra do Mar, no Rio de Janeiro. Contudo, foi apenas a partir do começo do século XX que a maioria dos projetos começou a ser conduzida por engenheiros brasileiros, pois antes era exclusividade de profissionais vindos de fora.

O desenvolvimento da engenharia moderna de túneis no Brasil se deu no final da década de 60 com o planejamento e construção dos metrô de São Paulo e Rio de Janeiro. No início dos anos 70, foi introduzido no Brasil o NATM, para a construção da Ferrovia do Aço, entre Rio de Janeiro e Belo Horizonte, e da Rodovia dos Imigrantes, entre Santos e São Paulo. Atualmente, existem diversas obras de túneis no país nos estados de São Paulo, Rio de

Janeiro, Minas Gerais, Ceará, Paraná e Santa Catarina, algumas em fase de projeto e outras em final de construção (CELESTINO e ROCHA, 2011).

A razão do aumento das obras subterrâneas e, principalmente, dos túneis é a saturação da superfície. Uma vez que, “é complicado ocupar o espaço aéreo, por motivos técnicos ou legais, a solução é crescer para baixo”(ASSIS, 2006). Os túneis possuem muitas vantagens, contudo é necessário pensar no custo-benefício do empreendimento. Sob o ponto de vista imediato dos custos, os túneis são pouco atrativos, pois obras abaixo do solo exigem análises globais de custos de construção, operação e manutenção, além de custos indiretos com energia para transporte e riscos de acidentes. Porém, optar pela utilização de túneis é pensar estrategicamente, e não apenas decidir tecnicamente.

1.1 RAZÕES PARA A IMPLANTAÇÃO DE TÚNEIS

Em entrevista a Revista PINI, o ex-presidente da ITA (Associação Internacional de Túneis), André Pacheco de Assis, disse que vive-se a "Era Ambiental" do uso do subterrâneo, que baseia-se na máxima utilização desse espaço para fins de infraestrutura, liberando a superfície para fins mais nobres, tais como moradia, trabalho, lazer e entretenimento. Os túneis favorecem a revitalização dos centros e vêm ao encontro dos princípios ambientais, oferecendo alternativa às vias expressas de superfície ou elevados, sem trazer os efeitos maléficos da segregação urbana, da desvalorização imobiliária das áreas vizinhas e do impacto na paisagem urbana.

Ainda segundo Assis (2006), as principais vantagens dos túneis relacionam-se com benefícios que geram como solução eficiente de infraestrutura, liberando a superfície, especialmente nas cidades. Isso ocorre por que, em geral, os túneis são capazes de ligar dois pontos pela menor distância e menor declividade possíveis, resultando em economia de tempo e energia.

Por fim, de forma breve, os benefícios da implantação de túneis são:

- Isolamento térmico;
- Proteção contra radiação;

- Proteção contra terremotos: São menos afetados pela superfície das ondas sísmicas que estruturas de superfície;
- Segurança: As condições de trafegabilidade para o motorista se aproximam do ideal, pois elementos que provocam acidentes, como cruzamentos, lombadas, animais, pedestres e chuvas são bastante restritos nestes locais;
- Preservação ambiental: Geram baixo impacto ambiental, pois evitam a escavação de grandes cortes rodoviários; mantém a vegetação, o habitat e passagens de animais.
- Menor Impacto Visual;
- Benefícios Sociais: Os túneis de transporte urbano (metrô, trens, carros etc) reduzem a quantidade de veículos da superfície da cidade, com isso, o ruído do tráfego é reduzido, o ar torna-se menos poluído e as áreas de superfície podem ser parcialmente utilizadas para outros fins, geralmente mais nobres, como moradia, comércio, parques, entre outros.

2 OBJETIVO

A finalidade desse trabalho é apresentar a escavação de um túnel através dos métodos NATM (New Austrian Tunnelling Method) e “Drill and Blast”, mostrando a influência da geologia local na definição das técnicas de escavação de túneis e no tratamento do maciço. Também serão abordados os materiais e equipamentos utilizados nos procedimentos, bem como os serviços auxiliares.

3 JUSTIFICATIVA

Um dos maiores problemas para o avanço da economia de um país é o seu sistema de logística e por isso, são necessários investimentos em infraestrutura de transportes e mobilidade – portos, aeroportos, ferrovias, hidrovias e rodovias. No Brasil, a matriz de transportes de carga tem como principal representante o modal rodoviário, com participação de 61,1% (CNT, 2014). Da mesma maneira, no Estado de São Paulo, o sistema rodoviário é o principal modal participando com 93,1%, segundo o Departamento de Estrada e Rodagem de São Paulo (DER/SP). Em virtude disso, o investimento nas rodovias paulistas tem sido uma das prioridades do Governo do Estado, a fim de valorizar as estradas municipais de todas as regiões do Estado, facilitando o transporte de pessoas e produtos com mais rapidez, segurança e redução de custos.

Em concordância com a política de expansão econômica do país e do Estado, foram criados diversos empreendimentos logísticos no plano estratégico do Governo, como por exemplo, o Corredor de Exportação Tamoios. Essa região é um novo vetor de desenvolvimento e urbanização que conecta o Litoral de São Paulo a Campinas; auxilia na intensificação das atividades de exploração do petróleo da plataforma do Pré-Sal; e facilita a ampliação do porto de São Sebastião.

A Rodovia dos Tamoios (SP-099), localizada a 260 km leste da cidade de São Paulo, é a principal ligação do Vale do Paraíba e do Litoral Norte do Estado de São Paulo. Em razão disso, é considerada uma rodovia estratégica para o desenvolvimento do Estado, uma vez que liga a Região Metropolitana do Vale do Paraíba e o eixo São Paulo-Rio de Janeiro - o mais industrializado do mundo - ao litoral. No entanto, a via encontrava-se com sua capacidade de mobilidade severamente comprometida, tendo sido considerada no limite do aceitável, conforme relatado no parecer técnico da CETESB (2013). Esse fato a tornava um dos principais limitadores dos novos fluxos e das atividades econômicas na região, o que levou o governo a desenvolver um projeto de duplicação e ampliação da rodovia, o empreendimento Nova Tamoios gerenciado pelo DERSA – Desenvolvimento Rodoviário S/A.

O projeto Nova Tamoios subdivide-se em 3 trechos :

- **Planalto:** É o primeiro trecho e tem extensão de 49 km, passando pelos municípios de São José dos Campos, Jacareí, Jambuí e Paraibuna. Nesse trecho, foram

criadas duas pistas compostas de duas faixas e acostamento, cada uma, e separadas por barreiras de concreto e defesa metálica.

- **Serra:** Esse é o segundo trecho, possui 21,5 km de extensão e liga o município de Paraibuna ao município de Caraguatatuba, passando pelo Parque Estadual da Serra do Mar. Nesse trecho, o projeto conta com rampas menos inclinadas, traçado menos sinuoso, curvas mais abertas e túneis na Serra do Mar. A previsão para sua conclusão é para 2020.
- **Contornos:** Sua função é separar o tráfego rodoviário, especialmente o pesado (de caminhões) do tráfego urbano local, com o intuito de melhorar a mobilidade dos usuários. Sua extensão é de 34,5 km subdivididos em:

Contorno Norte:

- Lote 1: Localizado em Caraguatatuba possui 6,2 km de extensão, inicia na SP-55, em Martim de Sá e segue até a Rodovia dos Tamoios (SP-99).

Contorno Sul:

- Lote 2: Localizado na divisa Caraguatatuba/São Sebastião possui 18,4 km de extensão, inicia na Rodovia dos Tamoios e termina no bairro Jaraguá (Costa Norte de São Sebastião)

- Lote 3: Localizado em São Sebastião tem extensão de 5,0 km, começa na Costa Norte de São Sebastião e termina no Morro do Abrigo (Reserve Du Moullin)

- Lote 4: Também localizado em São Sebastião possui 4,3 km de extensão tem início no Morro do Abrigo e término no Porto de São Sebastião.

Um dos desafios do projeto está relacionado com o impacto ambiental causado pela obra. A Rodovia dos Tamoios está inserida no Parque Estadual da Serra do Mar, área de preservação da Mata Atlântica, e por isso seria impossível obter licenças ambientais para a duplicação pura e simples. Assim, ao invés de construir uma pista ao lado da já existente e desmatar a vegetação, optou-se por desenvolver um traçado com menor impacto ambiental construindo-se túneis, pontes e viadutos.

Ao todo, a estrada terá cinco túneis, totalizando 12,6 km de extensão, e 9 viadutos, totalizando 2,5 km de extensão. Devido a variedade geológica local, serão adotados dois métodos: o NATM (New Austrian Tunnelling Method) e o Drill and Blast, os quais serão tratados nesse trabalho, juntamente com outros métodos de escavação de túneis.

4 METODOLOGIAS

Com o intuito de adquirir conhecimento teórico, pesquisou-se na internet e na biblioteca da faculdade a respeito da geologia da Serra do mar, dos métodos de escavação de túneis e dos equipamentos e materiais utilizados. Assim, para conceituar e explicar os assuntos tratados no trabalho, foram utilizadas monografias, dissertações de mestrado e doutorado, livros, artigos de revistas e jornais, manuais técnicos e apostilas. Para a apresentação do estudo de caso, foram utilizadas informações e dados obtidos durante a obra.

5 ASPECTOS GEOLÓGICOS

5.1 MÉTODOS DE INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

A construção de um túnel, assim como todas as obras civis, deve ser precedida de estudos para caracterização geológico-geotécnica da área de interesse os quais informarão: a distribuição dos materiais que compõem a região; os parâmetros físicos dos materiais; as técnicas mais apropriadas para intervenção; os volumes necessários para remoção ou escavação; a necessidade de tratamento de estabilização dos maciços e o melhor posicionamento das estruturas a serem executadas (SOUZA; SILVA e IYOMASSA, 1998, p. 163).

Para isso são utilizadas algumas ferramentas como sensoriamento remoto, mapeamento geológico, ensaios geofísicos e sondagens mecânicas. O sensoriamento remoto e os ensaios geofísicos constituem os métodos indiretos, os quais determinam indiretamente a distribuição e o posicionamento dos corpos geológicos e suas características físicas e tecnológicas, através de feições topográficas e morfológicas e das propriedades físicas do terreno. Já as sondagens mecânicas constituem os métodos diretos, o quais permitem a observação direta do subsolo, ou através de amostras coletadas ao longo de uma perfuração, ou a medição direta de propriedades “in situ.

Segundo Souza, Silva e Iyomassa (1998, p. 163 e 164), em um programa de investigações geotécnicas, inicialmente, é feito o levantamento bibliográfico e estudo de fotografias aéreas; depois é feito o mapeamento geológico preliminar de campo que direciona as investigações geofísicas e as sondagens. Feito isso, com o avanço dos estudos, são feitas investigações mais detalhadas.

5.1.1 Sensoriamento Remoto

O sensoriamento remoto consiste em obter informações da superfície do terreno por meio de imagens aéreas e orbitais. Na fotointerpretação são levados em conta elementos como (SOUZA; SILVA e IYOMASSA, 1998, p. 163):

- **Tonalidade:** Auxilia na definição de tipos litológicos (quartzitos, calcários, aluviões) e distinção entre terrenos formados por diferentes solos.
- **Textura:** Classificada como fina, rugosa ou linear. Junto com a tonalidade caracterizam unidades geológicas.
- **Morfologia (forma do relevo):** Indica diferenças de litologias, atitudes de estratos, características estruturais e a suscetibilidade da área a processos erosivos.
- **Características da rede de drenagem:** Os modelos de drenagem evidenciam os condicionantes estruturais e a propriedades das formações geológicas.
- **Vegetação:** Refletem os diferentes solos ou estruturas geológicas.

5.1.2 Mapeamento Geológico

O mapeamento identifica os litotipos e delimita os corpos presentes na área, caracteriza qualitativa ou quantitativamente as feições estruturais e coleta amostras para ensaios de laboratório. Nele são definidas as unidades presentes na área e o seu comportamento, quando submetidas a diferentes solicitações. Assim, ele relaciona as características geológicas aos problemas geotécnicos como presença de argilominerais expansivos, falhas geológicas e carst.

5.1.3. Investigações Geofísicas

Os ensaios geofísicos são métodos indiretos de investigação do subsolo, não invasivos e, portanto, não destrutivos. Permitem determinar parâmetros físicos do maciço como velocidade de propagação de ondas acústicas, resistividade elétrica, contraste de densidade e campo magnético da Terra. Tais propriedades estão associadas a características como grau de alteração e de fraturamento, e tipo litológico (SOUZA; SILVA e IYOMASSA, 1998, p. 165). Sua principal vantagem é fornecer uma rápida e ampla amostragem do volume investigado do

subsolo, em seu estado natural e não perturbado por intervenções diretas como sondagens, cavas e trincheiras (GANDOLFO, 2012, p. 56).

Os dados gerados pelos métodos geofísicos devem ser utilizados para complementar os estudos, mas nunca como substitutos das informações adquiridas pelos métodos diretos. Sua utilização requer planejamento prévio no qual deverá ser analisada sua aplicabilidade e suas limitações. Sendo necessário verificar se há excessos de ruídos sísmicos ou eletromagnéticos, presença de condutos elétricos em superfície, ou seja, condições que inviabilizam sua utilização. A veracidade dos resultados obtidos depende das informações geológicas preexistentes e da experiência do profissional que interpretará os dados.

Os principais métodos geofísicos são: geoeletricos, sísmicos e potenciais. A seguir serão tratados os métodos de forma breve, detalhando um pouco mais os métodos utilizados no estudo de caso deste trabalho.

5.1.3.1. Métodos Geoeletricos

Baseiam-se na detecção, na superfície dos terrenos, dos efeitos produzidos pelo fluxo de corrente elétrica em subsuperfície. A partir desses métodos medem-se correntes elétricas, diferença de potencial e campos de eletromagnetismo entre dois pontos na superfície. Subdividem-se em duas classe, uma que utiliza fontes naturais e outra que utiliza fontes artificiais (induzidas). Seus principais usos encontram-se listados abaixo (SOUZA; SILVA e IYOMASSA, 1998, p. 166):

- Determinação da posição e geometria do topo rochoso;
- Caracterização de estratos sedimentares;
- Identificação de zonas de falhas, zonas alteradas e/ou fraturadas, contato litológicos, cavidades e diques;
- Caracterização de materiais impermeáveis e permeáveis, o que permite delimitar zonas potenciais de contaminação;
- Localização de corpos condutores e corpos resistentes
- Identificação do nível de água;
- Identificação da direção e sentido do fluxo dos fluidos subsuperficiais.

Os métodos geoeletricos são: eletrorresistividade, potencial espontâneo e polarização, condutividade. A resistividade consiste na dificuldade de propagação da corrente elétrica em

um meio e é influenciada pela composição mineralógica, porosidade, teor em água, quantidade e natureza dos sais dissolvidos. O potencial espontâneo ou elétrico natural caracteriza-se pela diferença de potencial provocada pela circulação de correntes elétricas naturais no subsolo. A condutividade é a medida da facilidade com que a corrente elétrica flui através dos materiais.

5.1.3.2 Métodos Sísmicos

Estudam a variação da velocidade de propagação das ondas acústicas em profundidade, que depende da densidade, constantes elásticas, porosidade, composição mineralógica e química, conteúdo de água e tensão de confinamento do meio geológico. Nos ensaios sísmicos emitem-se sinais acústicos na superfície os quais se propagam através das camadas geológicas e, ao sofrerem reflexão ou refração total na interfaces, retornam a superfície onde são captados por geofones ou hidrofones, distribuídos na superfície. Os sinais recebidos por esses sensores é registrado por um sismógrafo.

Os métodos sísmicos subdividem-se em investigações terrestres (refração, reflexão, crosshole e tomografia) e investigações de áreas submersas (perfilagem sísmica, contínua, sonografia e ecobatimetria).

5.1.3.3 Métodos Potenciais

- **Magnetometria:** Detecta anomalias no campo magnético terrestre, devido a magnetização diferenciada em subsuperfície. É um método complexo e de difícil interpretação. Essa ferramenta é indicada para mapeamentos de diques não-aflorantes e na delimitação de corpos de diabásio para extração de material de construção.
- **Gravimetria:** Através de gravímetros, determina-se a atração gravitacional num ponto na superfície terrestre.

5.1.4 Investigações Mecânicas

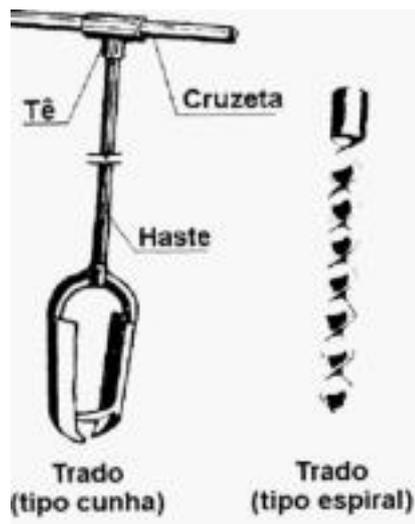
Os métodos de investigação mecânica mais usuais são: sondagem varejão (SV), sondagem a trado (ST), poço ou trincheira de inspeção (PI/TI), sondagem a percussão (SP),

sondagem roativa (SR), sondagem mista (SM), perfuração com rotopercussão (RP) e galeria de investigação (GI). No entanto, nesse tópico serão tratadas as sondagens mecânica mais utilizadas em obras de túneis rodoviários (ST, SP, SR e SM).

5.1.4.1 Sondagem a Trado

Consiste em uma perfuração manual feita com um trado para investigação de solos de baixa a média resistência. Existem dois tipos de trado: o tipo cunha, formado por uma concha metálica; e o tipo espiral (Figura 1). Ambos, após a perfuração, guardam o material perfurado e estão ligados a um conjunto de hastes, as quais se ligam a uma cruzeta, onde se aplica o torque. O diâmetro do trado é de 3”(7,6 cm); exceto nos trechos iniciais das sondagens rotativas, nas quais o diâmetro do trado é de 4”(10,2 cm).

Figura 1 - Tipos de trados



Fonte: ABGE,1980

A cada metro de avanço ou a cada variação do tipo de material perfurado, é feita a coleta das amostras e, após coletada a última amostra, anota-se o motivo da paralização do ensaio. Assim, é possível, através de ensaios de caracterização de solo em laboratório, identificar os horizontes pedológicos ou as camadas geológicas.

Esse método é comum no estudo de áreas de empréstimo de solo e de subleitos de rodovias. Sua aplicação é inviável em camadas de seixos ou blocos de rocha, mas é indicado para horizontes de solo e acima do nível d'água.

5.1.4.2 Sondagem a Percussão

A sondagem a percussão, também chamada de sondagem de simples reconhecimento ou sondagem com SPT, é o processo mais usual na caracterização de maciços terrosos de terrenos naturais.

Os equipamentos utilizados são: tripé, conjunto de roldanas, corda de cisal, martelo, composição de hastes, trépano, bomba de água, tanque de água de 200 L e ferramentas de corte do solo. A perfuração possui diâmetro de 2,5”(6,3 cm) e profundidade de 10 a 20 m.

Para a execução das sondagens, deve-se determinar em planta a área a ser investigada e a posição dos pontos a serem sondados. Geralmente, os pontos distam de 15 a 30 metros, para edificações; e de 50 a 100 metros, para áreas extensas. Em ambos os casos, deve-se evitar a locação de pontos alinhados, para que os diversos planos de corte possam ser identificados. Os pontos devem também ser nivelados em relação a um nível de referência fixo e bem determinado, fora do local da obra (QUARESMA et. Al, 2012, p. 120).

No início da sondagem, monta-se o tripé, com uma altura de aproximadamente 5m, junto com as roldanas e a corda de cisal. Em seguida, com o trado espiral, é feita manualmente a perfuração até 1 m de profundidade e retirada uma amostra de solo, chamada de amostra zero. Até que se atinja o nível de água ou algum material resistente, a perfuração é feita com o trado espiral. Após isso, a sondagem prossegue com o processo de lavagem, que consiste em perfurar com circulação de água utilizando o trépano, para escavar, e a bomba de água motorizada, para remover o material. O trépano é uma ferramenta da largura do furo e com terminação em bisel cortante, usado para desagregar o material do fundo do furo. Sua operação é feita com repetidas quedas do conjunto trépano/hasteamento contra o fundo do furo, de uma altura de 30 cm, seguida pela rotação manual do hasteamento. A circulação da água é feita através das hastes e, quando o solo apresenta-se pouco coeso, coloca-se um revestimento metálico para evitar o desmoronamento das paredes do furo (SOUZA; SILVA e IYOMASSA, 2007, p. 185).

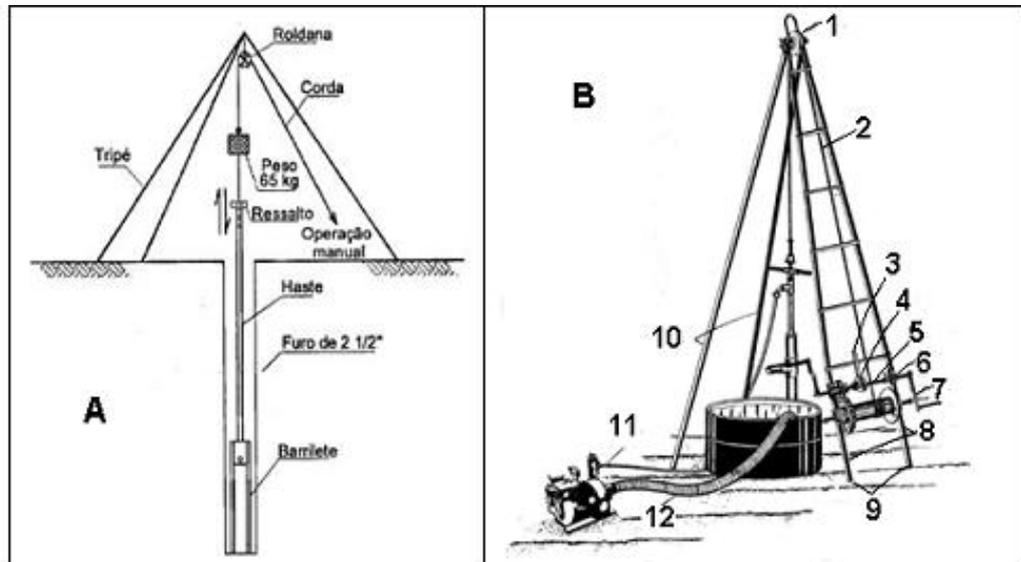
A cada metro da sondagem a percussão é feito o ensaio SPT (Standard Penetration Test). Esse ensaio, padronizado pela NBR 6484 “Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio”, tem por objetivos: conhecer o tipo de solo atravessado por meio da retirada do material; medir a resistência (N) oferecida pelo solo à cravação do amostrador padrão e determinar a posição do nível ou níveis de água. Após a

perfuração com o trado, um amostrador padrão, cujo diâmetro interno é de 1 3/8" (3,47 cm) e externo de 2" (5,04 cm), é acoplado a composição de hastes de 1" (2,54 cm). Esse conjunto é colocado no fundo do furo aberto e cravado com o impacto da queda livre do martelo. O martelo pesa 65 kg e é erguido com o auxílio do sistema corda/roldanas até uma altura de 75 cm. Esse processo é repetido até que se crave 45 cm do amostrador, contando-se o número de quedas para a penetração de cada segmento de 15 cm. Segundo as diretrizes da ABGE (1990), cada teste deve ser feito até a penetração total dos 45 cm ou até que a penetração seja inferior a 5 cm para 10 golpes sucessivos. Deve-se anotar o motivo da paralisação do ensaio, seja ele a presença de matacão, cascalho ou a própria resistência do material. Após retirar o amostrador do fundo do furo, a amostra é recolhida e armazenada adequadamente para que seja feita uma classificação tátil-visual mais apurada em laboratório. Ao terminar um ensaio SPT, prossegue-se a escavação de mais um metro, com o trado, até a cota seguinte, onde é feito outro ensaio SPT e assim prossegue-se até a cota estabelecida em projeto (QUARESMA et. Al, 2012, p. 119-121).

O resultado do teste SPT corresponde ao número de golpes para cravar os últimos 30 cm do amostrador e é chamado de N_{SPT} . Além da resistência, também é essencial a determinação do nível de água, seja ele por armazenamento de água de chuva ou pela presença de freático.

A profundidade do ensaio depende do tipo de obra a ser realizado e das cargas transmitidas ao solo e é sugerida pela NBR 6484. Contudo, a resistência dos solos, o tipo de obra e as características do projeto podem exigir ensaios mais profundos e critérios mais rígidos de paralisação, do que os propostos pela norma (QUARESMA et. Al, 2012, p. 120).

**Figura 2 - (A) Esquema Geral de Sondagem a Percussão;
(B) Sondagem a Percussão com circulação de Água**



Fonte: Maranhão¹, 1982 apud apostila IFRN.

5.1.4.3 Sondagem Rotativa

A sondagem rotativa é utilizada para a investigação geotécnica de maciços rochosos e solos impenetráveis a percussão. Esse método emprega sondas rotativas, que permitem a retirada de testemunhos da rocha atravessada recuperados através do barrilete, e pode atingir grandes profundidades. Por isso, é considerado o método mais completo a disposição da Geologia de Engenharia.

O equipamento para a sondagem rotativa (Figura 3) consta de uma sonda motorizada, bomba de água, hastes, barriletes e coroas. A perfuração é feita com a sonda motorizada, que simultaneamente rotaciona e aplica pressão ao barrilete acoplado a broca diamantada. O barrilete é um tubo que possui uma peça cortante, chamada coroa, e uma camisa livre em seu interior, para preservar o testemunho. A coroa pode ser de dois tipos: com pastilhas de vídea, para rochas brandas; ou com diamante industrial, para rochas de média e alta dureza. Os barriletes e as coroas possuem diâmetros padronizados indicados por duas letras, sendo a primeira correspondente ao diâmetro do furo e a segunda (W) indica rosca padronizada da

¹ MARANHÃO, R. J. L. Introdução à pesquisa mineral. Fortaleza: BNB. Etene, 1982. apud IFRN. Sondagem -

composição da perfuração (Tabela 1). Quanto maior o diâmetro da perfuração, melhor será a qualidade dos testemunhos.

Tabela 1 - Diâmetros mais comuns de furos de testemunhos

Denominação	Diâmetro do furo	Diâmetro do Testemunho
	(mm)	(mm)
EW	37,71	21,46
AW	48,00	30,10
BW	59,94	42,04
NW	75,69	54,73
HW	99,23	76,20

Fonte: Souza; Silva e Iyomassa, 1998

A bomba de água injeta água succionada de um reservatório, através de um furo no tubo de sondagem. A água desce internamente pelo tubo de sondagem até a broca e volta superfície pelo lado externo. Sua função é resfriar a broca e remover, do fundo do furo, o pó produzido pelo desgaste da rocha.

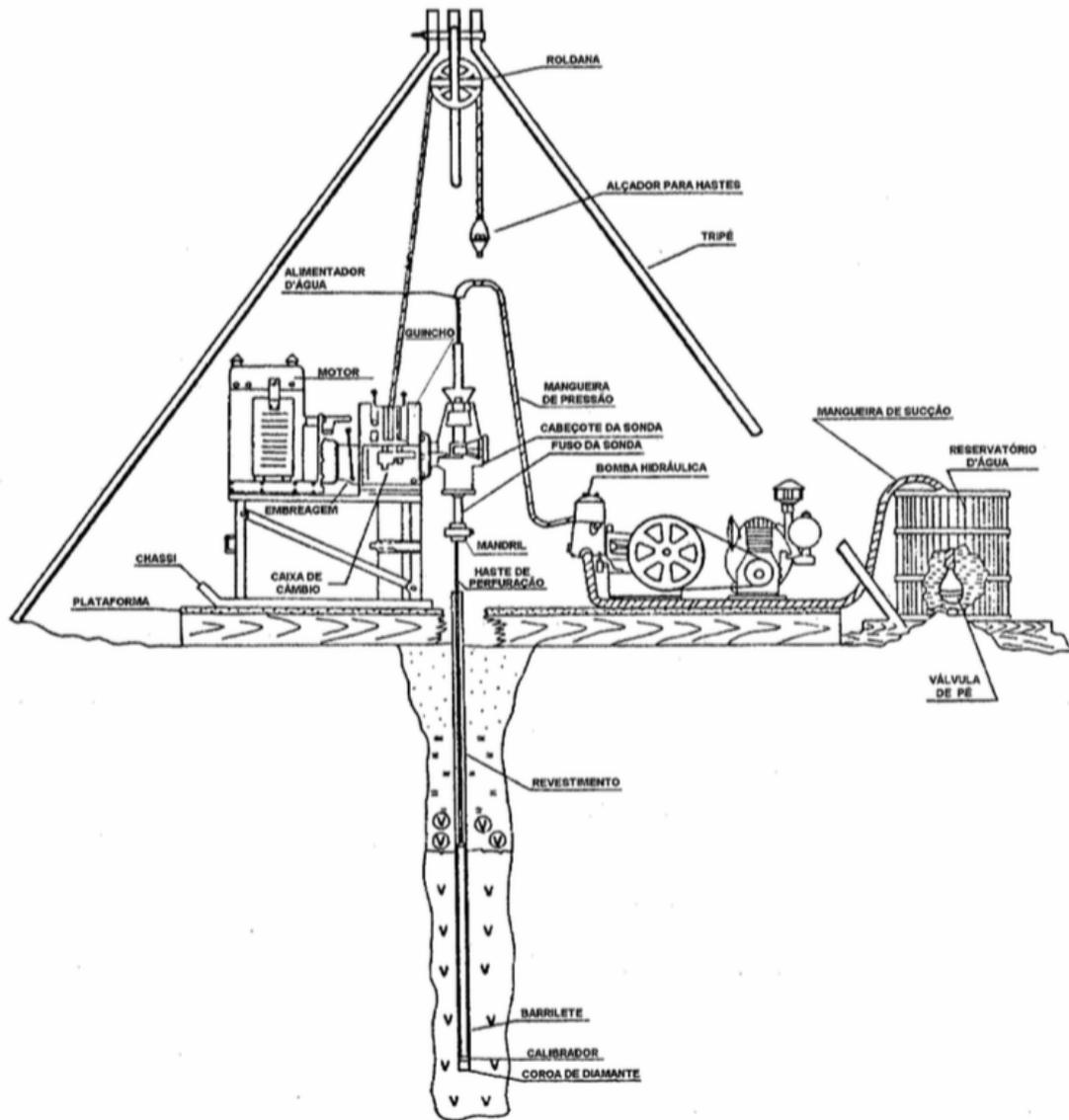
Nesse processo, a medida que a rocha vai sendo desgastada, um cilindro maciço de rocha, denominado testemunho, vai penetrando dentro da broca e, em seguida, do barrilete. Toda vez que se interceptar fendas (ou diaclases), ao invés de se ter um testemunho, tem-se fragmentos de testemunho individualizados pelas fendas.

A operação da sondagem rotativa é feita por ciclos sucessivos de corte e retirada dos testemunhos do interior do barrilete, procedimento chamado de manobra. O avanço dessas manobras depende da qualidade do material perfurado, de forma que se a qualidade for boa, o comprimento do testemunho pode praticamente chegar ao comprimento do barrilete (3 a 5 m).

Os testemunhos obtidos são acomodados em caixas plásticas ou de madeira com tampa. Além disso, devem ser dispostos na sequência exata de sua posição no furo, da esquerda para a direita e de cima para baixo.

Os furos, resultantes da sondagem rotativa, podem ser aproveitados como piezômetros, caso contrário devem ser totalmente preenchidos com calda de areia e cimento para que não promovam a interligação de aquíferos confinados.

Figura 3 - Sondagem Rotativa



Fonte: ABGE,1980.

5.1.4.4 Sondagem Mista

É realizada toda vez que há cobertura de material terroso acima do maciço rochoso no local onde seria feita a sondagem rotativa. Dessa forma, é feito o ensaio SPT até que atinja 50 golpes para 30 cm, depois prossegue-se com a sondagem rotativa.

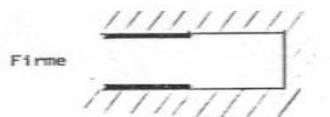
5.2 MACIÇOS TERROSOS

5.2.1 Características e Classificação

Os maciços terrosos, ou solo, são constituídos por matéria orgânica e partículas minerais, que se formaram através da desintegração física e da decomposição química das rochas. Neles, os espaços não ocupados pelas partículas caracterizam os poros ou vazios, os quais podem conter água e ar, isolada ou conjuntamente (FERNANDES, 2000, p.1.1). Com o intuito de compreender e avaliar o comportamento geomecânico dos solos, Terzaghi recorreu a parâmetros, como o tempo de auto-sustentação e o comportamento após a escavação, para desenvolver um sistema denominado “classificação do tuneleiro” (SERRANO; MELRO e CUNHA, 2013, p. 34). Conforme Terzaghi, os maciços terrosos dividem-se em:

- **Solo firme:** Aquele que apresenta tempo de auto sustentação para a instalação do sistema de suporte, sem evidências de instabilização e deslocamentos excessivos. Exemplos: argilas duras sem fissuras, areias e pedregulhos consolidados com argilas.

Figura 4 - Solo Firme



Fonte: Murakami²(2002 apud SERRANO et al., 2013, p. 34).

- **Solo displacante:** Aquele que ao ser escavado apresenta instabilidade de teto,

² MURAKAMI, C. A. **Noções Básicas para o Acompanhamento Técnico de Obras de Túneis**. São Paulo, 2002. 98 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002. apud SERRANO, C.E.A.; MELRO,F.C.A.; CUNHA,G.A. **Projeto e construção de túneis através de escavação convencional- NATM**. 2013. 154f. Monografia(Graduação em Engenharia Civil) –Escola de Engenharia Mauá, São Caetano do Sul, 2013.

resultando na queda de placas ou blocos no interior do túnel. Exemplo: Solos residuais ou areias siltosas/argilosas.

Figura 5 - Solo deslocante



Fonte: Murakami³(2002 apud SERRANO et al.,2013 p. 35).

- **Solo correção:** Aquele que ao ser escavado corre para dentro do túnel, e só se estabiliza novamente após atingir o seu ângulo de atrito inicial. Esse tipo de solo é característico de materiais granulares que não possuem coesão. Porém, também pode acontecer em solos que possuem coesão, mas que por estarem úmidos se sustentam por pouco tempo, provocando a instabilização da frente.

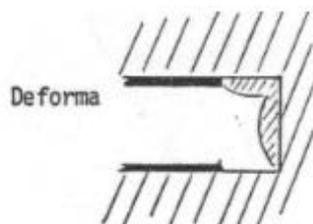
Figura 6 - Solo correção



Fonte: Murakami³(2002 apud SERRANO et al.,2013 p. 35).

- **Solo extrusivo:** São solos que se deformam e ocupam parte do volume escavado do túnel. Exemplos comuns são as argilas moles e médias que avançam para as superfícies abertas do túnel como teto, frente e parede.

Figura 7 - Solo extrusivo

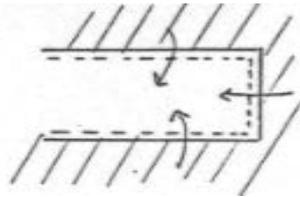


³ MURAKAMI, C. A. **Noções Básicas para o Acompanhamento Técnico de Obras de Túneis**. São Paulo, 2002. 98 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002. apud SERRANO, C.E.A.; MELRO, F.C.A.; CUNHA, G.A. **Projeto e construção de túneis através de escavação convencional- NATM**. 2013. 154f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) –Escola de Engenharia Mauá, São Caetano do Sul, 2013.

Fonte: Murakami³(2002 apud SERRANO et al.,2013 p. 36).

- **Solo fluente:** Aquele que ao ser escavado invade o interior do túnel como um fluido, típico de solos sob água. Nesse caso, o material entra no túnel pelas faces e pelas paredes, podendo alcançar grandes distâncias. Exemplos desses tipos de solos são os siltes, areias ou pedregulhos que estão abaixo do nível d'água.

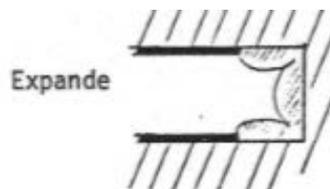
Figura 8 - Solo fluente



Fonte: Murakami⁴(2002 apud SERRANO et al.,2013 p. 36).

- **Solo expansivo:** Solo que, quando escavado, possui comportamento semelhante ao de solo firme. Ou seja, apresenta pequenas deformações, porém essas causam maiores tensões no revestimento. O aumento na intensidade das tensões é devido à absorção de água pelo solo e ocorre, geralmente, em argilas rijas, as quais aumentam de volume e expandem lentamente no sentido do interior do túnel.

Figura 9 - Solo expansivo



Fonte: Murakami⁴ (2002 apud SERRANO et al.,2013 p. 37).

5.3 MACIÇOS ROCHOSOS

Do ponto de vista de engenharia, um maciço rochoso é um conjunto de blocos de rocha,

⁴ MURAKAMI, C. A. **Noções Básicas para o Acompanhamento Técnico de Obras de Túneis**. São Paulo, 2002. 98 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002. apud SERRANO, C.E.A.; MELRO, F.C.A.; CUNHA, G.A. **Projeto e construção de túneis através de escavação convencional- NATM**. 2013. 154f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) –Escola de Engenharia Mauá, São Caetano do Sul, 2013.

justapostos e articulados. Chama-se de matriz do bloco rochoso ou rocha intacta, o material que forma o bloco; e descontinuidades, as superfícies que os limitam.

5.3.1 Caracterização Geológico-geotécnica

É o procedimento que evidencia os atributos do meio rochoso que, isolada ou conjuntamente, influenciam seu comportamento ante as solicitações impostas pela obra.

5.3.1.1 Litologia

Diz respeito ao tipo de rocha, que é identificado por meio da sua composição mineral, cor, textura, tamanho dos grãos, estruturas, dentre outras feições.

5.3.1.2 Alteração

Alteração é “o conjunto de modificações físico-químicas a que as rochas se encontram submetidas, que conduz à degradação de suas características mecânicas” (SERRA JUNIOR e OJIMA, 1998, p. 213). Há dois tipos principais de alteração que afetam as rochas: a deutérica e a meteórica. A alteração deutérica, ou primária, ocorre em ambiente endógeno em função de fenômenos magmáticos. A alteração meteórica, ou intempérica, ocorre em ambiente exógeno devido a influência de fenômenos da hidrosfera e atmosfera.

Rochas que sofreram alteração primária são mais suscetíveis ao intemperismo. Já as rochas que sofreram a ação de processos intempéricos possuem menor resistência mecânica, aumento de deformabilidade e modificação das propriedades de permeabilidade. Do ponto de vista da Geologia de Engenharia, a alteração intempérica é a mais relevante, pois acarreta perda das características geomecânicas dos materiais rochosos a profundidades consideráveis.

A caracterização do estado de alteração é feita tátil-visualmente por meio da modificação do brilho e da cor dos minerais e da rocha, e da friabilidade. A Tabela 2 mostra um exemplo de classificação de estado de alteração das rochas.

Tabela 2 - Graus de alteração

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

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

É importante destacar que o conceito de alteração somente é aplicável a rochas metamórficas e magmáticas. Não se aplica as rochas sedimentares, pois nelas os processos de alteração não resultam na diminuição das características mecânicas (SERRA JUNIOR e OJIMA, 1998, p. 213).

5.3.1.3 Coerência

A coerência, definida com base em propriedades de tenacidade, dureza e friabilidade das rochas, é caracterizada tátil-visualmente, através da apreciação da resistência que a rocha oferece ao impacto do martelo e ao risco com lâmina de aço (GUIDICINI⁵ et al., 1972 apud Serra Junior e Ojima, 1998). A Tabela 3, mostra um exemplo de classificação dos graus de coerência de rochas.

Tabela 3 - Graus de coerência

SIGLAS	DENOMINAÇÕES	CARACTERÍSTICAS DA ROCHA
C1	Rocha coerente	Quebra com dificuldade ao golpe do martelo, produzindo fragmentos de bordas cortantes. Superfície dificilmente riscável por lâmina de aço. Somente escavável a fogo
C2	Rocha medianamente coerente	Quebra com dificuldade ao golpe do martelo. Superfície riscável por lâmina de aço. Escavável a fogo
C3	Rocha pouco coerente	Quebra com facilidade ao golpe do martelo, produzindo fragmentos que podem ser partidos manualmente. Superfície facilmente riscável por lâmina de aço. Escarificável
C4	Rocha incoerente	Quebra com a pressão dos dedos, desagregando-se. Pode ser cortada com lâmina de aço. Friável e escavável com lâmina

Fonte: Guidicini et al.(1972)³ apud Serra Junior e Ojima, 1998.

⁵ GUIDICINI, G.; OLIVEIRA, A.M.S.; CAMARGO, F.P.; KAJI, N. Um método de classificação geotécnica preliminar de meios rochosos. São Paulo, v.4, p.275-282, 1972. apud SERRA JUNIOR, E.; OJIMA, L.M., Caracterização e classificação de maciços rochosos. In: OLIVEIRA, A.M.S. e BRITO, S.N.A. **Geologia de engenharia**, 2. ed., São Paulo: ABGE, 1998, capítulo 13, p.211-226.

Nota-se que, assim como os parâmetros de alteração, os parâmetros de coerência são subjetivos. No entanto, são muito importantes para a Engenharia uma vez que permitem analisar, de forma prática e válida, a intensidade da ação intempérica no maciço e as modificações provocadas nas propriedades das rochas, principalmente sobre a resistência que sofre redução nos estados iniciais de alteração.

5.3.1.4 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 (NOGOSEKE, 2009). Considera-se descontinuidade qualquer “feição geológica que interrompa a continuidade física de um dado meio rochoso, a exemplo das superfícies de foliação, acamamento, fraturas, juntas-falhas, etc”(ISRM⁶, 1978 apud NOGOSEKE, 2009, p. 13). Estas estruturas influenciam fortemente o comportamento dos maciços rochosos em relação à deformabilidade, resistência e permeabilidade, afetando a estabilidade do meio rochoso. Segundo Magalhães e Cella (1998, p. 46 e 47), as descontinuidades “apresentam ou induzem zonas de fraqueza mecânica e vias de percolação preferencial no interior das massas rochosas” e por isso devem ser analisadas com cautela.

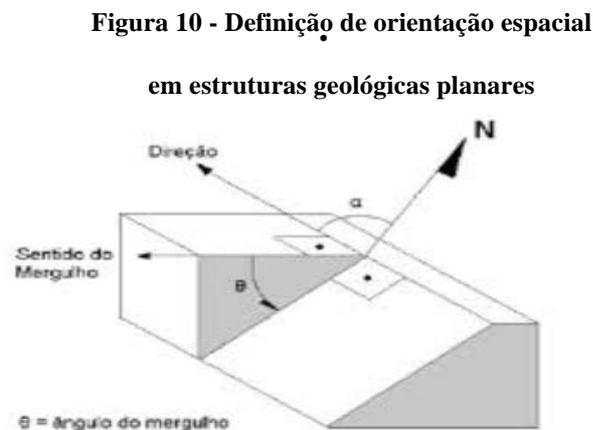
Os principais tipos de descontinuidades são as foliações, acamamento, fraturas e falhas. Segundo Simões (2012) o termo foliação refere-se a “qualquer estrutura planar que ocorre penetrativamente numa rocha. Pode se referir a um acamamento sedimentar, a um aleitamento em rocha ígnea ou a uma xistosidade em rocha metamórfica”. As fraturas, ou juntas, caracterizam-se por ser um plano de quebra da continuidade da rocha sem movimentação relativa significativa entre os blocos (NOGOSEKE, 2009, p.13). Já a falha é um plano onde ocorreu deslocamento de um bloco em relação ao outro, provocando fragmentação e cominuição das rochas.

Os principais parâmetros descritivos das descontinuidades são referentes à orientação

⁶ ISRM (1978). Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock mechanics. International Journal of Rock Mechanics Science and Geomechanics. Abstract. v.15 p. 319-368. apud NOGOSEKE, E. **Compartimentação de maciços rochosos para projetos básicos de PCH's usando o sistema RMR aplicação no projeto básico da PCH Morro Grande – RS**. 2009. 111f. Dissertação (Mestre em Geotecnia) –Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

espacial, à continuidade da estrutura, à quantidade volumétrica das juntas, à morfologia da superfície da fratura, à forma e à natureza dos preenchimentos, à abertura entre as superfícies opostas e à conectividade entre elas. Os tópicos a seguir esclarecem essas propriedades.

- **Orientação espacial:** Descontinuidades como, por exemplo, juntas e falhas, dispõem-se espacialmente segundo orientações preferenciais, agrupando-se em sistemas ou famílias. Assim, um conjunto de descontinuidades com mesma orientação e origem denomina-se família; e um conjunto de famílias caracteriza um sistema. A orientação, também chamada de atitude, é resultado da relação entre a natureza mecânica com o campo de tensões geológicas atuante na época da formação da descontinuidade. Os parâmetros que definem a atitude são a direção(α) e o mergulho(θ), apresentados na Figura. 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.



Fonte: Magalhães e Cella, 1998.

- **Persistência ou continuidade:** Corresponde a extensão em área de uma descontinuidade e sua determinação se faz medindo-se a extensão do traço em uma superfície exposta do maciço. As descontinuidade podem terminar em outra descontinuidade ou na própria rocha. Uma vez que as descontinuidades apresentam baixa resistência ao cisalhamento, a continuidade torna-se um parâmetro fundamental pois determina a sua dimensão em relação a estrutura em estudo. A determinação da intensidade da continuidade é sugerida pela ISRM, como mostra a tabela 4.

Tabela 4 - Classificação de persistência

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

Fonte: ISRM⁷(1978 apud NOGOSEKE, 2009, p. 15).

- **Espaçamento:** Equivale a distância entre duas descontinuidades contíguas de uma mesma família (Tabela 5). Através do espaçamento é possível obter-se o grau de fraturamento do maciço, que representa a quantidade de descontinuidades por metro linear. Esse fator influencia o comportamento geomecânico (deformabilidade e resistência ao cisalhamento) e geohidráulico (permeabilidade) dos maciços. Junto com a orientação espacial e com a continuidade, define a formação de blocos rochosos.

Tabela 5 - Classificação de espaçamento

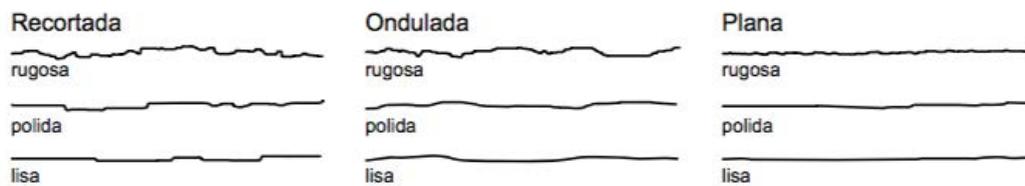
Espaçamento (mm)	Descrição
<20	Espaçamento extremamente fechado
20 – 60	Espaçamento muito fechado
60 – 200	Espaçamento fechado
200 – 600	Espaçamento moderado
600 – 2000	Espaçamento aberto
2000 – 6000	Espaçamento muito aberto
> 6000	Espaçamento extremamente aberto

Fonte: ISRM⁷(1978 apud NOGOSEKE, 2009, p. 17).

⁷ ISRM (1978). Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock mechanics. International Journal of Rock Mechanics Science and Geomechanics. Abstract. v.15 p. 319-368. apud NOGOSEKE, E. **Compartimentação de maciços rochosos para projetos básicos de PCH's usando o sistema RMR aplicação no projeto básico da PCH Morro Grande – RS.** 2009. 111f. Dissertação (Mestre em Geotecnia) –Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

- **Rugosidade:** Corresponde as ondulações e irregularidades nas superfícies dos planos das descontinuidades. Segundo Serra Junior e Ojima (1998) influencia na resistência ao cisalhamento e na percolação de água, principalmente quando as descontinuidades não são preenchidas conferindo um incremento ao ângulo de atrito, até um nível de tensões a partir do qual se verifica a ruptura. Uma forma de quantificar a rugosidade é mostrada na Figura 13.

Figura 11 - Perfis de rugosidade



Fonte: Barton⁸ et al. 1974 apud Serra Junior e Ojima, 1998.

- **Abertura:** Segundo Serra Junior e Ojima (2007), a abertura é “a distância entre as paredes de uma descontinuidade, medida no sentido ortogonal” (Tabela 6). Esse espaço pode estar vazio, preenchido por água ou outro material (minerações, por exemplo). Quando as descontinuidades de um meio rochoso encontram-se fechadas, as propriedades do maciço equivalem às do material que o constitui.

Tabela 6 - Classificação de aberturas de descontinuidades

⁸ BARTON, N., A Review of the shear strength of filled discontinuities in rock. In: **Norwegian Geotechnical Institute Publication**, n. 105, 38p., 1974. apud SERRA JUNIOR, E.; OJIMA, L.M., Caracterização e classificação de maciços rochosos. In: OLIVEIRA, A.M.S. e BRITO, S.N.A. **Geologia de engenharia**, 2. ed., São Paulo: ABGE, 1998, capítulo 13, p.211-226.

ABERTURA	DESCRIÇÃO	CARACTERÍSTICAS DA ROCHA
< 0,1 mm	Muito apertada	Fechadas
0,1 - 0,25 mm	Apertada	
0,25 - 0,5 mm	Parcialmente aberta	
0,5 - 2,5 mm	Aberta	Abertas
2,5 - 10 mm	Moderadamente larga	
> 10 mm	Larga	
1 - 10 cm	Muito larga	Afastadas
10 - 100 cm	Extremamente larga	
> 1 m	Cavernosa	

Fonte: ISRM⁹(1978 apud NOGOSEKE, 2009, p. 17).

- **Preenchimento:** É o material que ocupa as aberturas. Tanto o tipo de material de preenchimento quanto a sua espessura interferem nos parâmetros geotécnicos da descontinuidade. Conforme Magalhães e Cella (1998) quando as paredes opostas não se tocam e o preenchimento ocupa todo espaço vazio, a resistência, a deformabilidade e a permeabilidade do material que preenche a fratura condicionam o comportamento do maciço. Segundo Serra Junior e Ojima (1998), a caracterização do preenchimento deve conter a espessura, a descrição da natureza de seus constituintes, granulacão, mineralogia, textura, cor e outras informações que se mostrarem relevantes.

5.3.2 Classificações Geomecânicas

A classificação geomecânica qualifica o maciço recém escavado, nas frentes de escavação, para o dimensionamento empírico do suporte estrutural.

São determinantes no critério de medição e pagamento dos serviços a serem executados e por isso fazem parte dos termos contratuais. Segundo Franciss e Rocha (1998, p. 449), através da classificação geomecânica, a obra é mapeada e setorizada, durante as escavações, em função das classes do maciço encontradas e dos tipos de suporte e/ou reforço aplicados, tanto para garantir segurança executiva, como para atender às condições

⁹ ISRM (1978). Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock mechanics. International Journal of Rock Mechanics Science and Geomechanics. Abstract. v.15 p. 319-368 apud NOGOSEKE, E. **Compartimentação de maciços rochosos para projetos básicos de PCH's usando o sistema RMR aplicação no projeto básico da PCH Morro Grande – RS.** 2009. 111f. Dissertação (Mestre em Geotecnia) –Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

operacionais. As classificações mais conhecidas são a RMR (Bieniawski) e a Q (Barton), que, a partir de casos reais, avaliam o comportamento geomecânico e compartmentam o maciço em classes distintas.

5.3.2.1 Sistema RMR

O sistema RMR (Rock Mass Rating) foi desenvolvido por Bieniawski, em 1973, e com o passar do tempo foi modificado com a inclusão de novos parâmetros, sendo hoje utilizada a classificação publicada em 1989 (NOGOSEKE, 2009, p. 28). Segundo Serra Junior e Ojima (1998, p. 220), os objetivos do sistema são:

- Caracterizar os parâmetros condicionantes do comportamento dos maciços rochosos;
- Compartmentar uma formação rochosa em classes de maciço com qualidades distintas;
- Fornecer parâmetros para a compreensão das características de cada classe de maciço;
- Prover dados quantitativos para o projeto geomecânico;
- Servir como referência à comunicação de dados na própria obra e entre obras distintas.

Para isso, segundo Serrano, Melro e Cunha (2013, p. 37), o sistema RMR analisa 6 parâmetros que resumem as características geológicas do maciço.

- P1: Resistência à compressão uniaxial do material rochoso (índice de compressão puntiforme);
- P2: Índice de qualidade (RQD);
- P3: Espaçamento das descontinuidades;
- P4: Condições das descontinuidades;
- P5: Condições das águas subterrâneas;
- P6: Orientação relativa das descontinuidades/escavação.

Para a classificação do maciço pelo sistema Bieniawski utiliza-se a Tabela 7. Como pode-se observar, para cada parâmetro há algumas faixas de valores e, para cada faixa de valor, um peso relativo. Partindo-se da sondagem ou do mapeamento geológico, definem-se os valores dos parâmetros e seus respectivos pesos, que ao final são somados. O somatório

dos pesos dos 6 parâmetros caracteriza o índice RMR e a partir dele classifica-se o maciço em uma de cinco diferentes classes (Tabela 8). As características das classes são definidas por Geraldi¹⁰(2011, apud BALAGUER, 2014, p. 4):

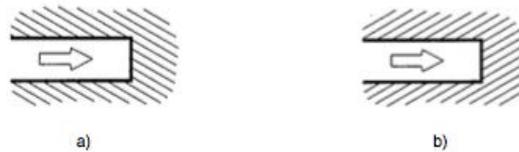
- **Classe I:** Maciços de rocha sã, sem alterações, coesos e autoportantes, sem planos de fraturas;
- **Classe II:** Maciços de rocha sã, sem alterações, coesos e autoportantes, porém apresentando pelo menos uma família de fraturas;
- **Classe III:** Maciço de rocha sã, fraturada, apresentando certo grau de auto- suporte e coesão, porém com vários planos de fraturas orientados em diferentes posições e mergulhos, podendo ocorrer faixas milimétricas ou centimétricas de alterações nessas fraturas.
- **Classe IV:** Maciços de rocha fraturada com faixas intercaladas de rocha alterada, com coesão baixa, autossuporte e estabilidade temporários, podendo piorar na presença de água subterrânea;
- **Classe V:** Maciços formados por saprolitos ou rocha totalmente alterada, com baixa ou nenhuma coesão, sem autossuporte e estabilidade quando escavados. Na presença de água, o maciço passa a ser classificado como Classe VI.

Por fim, definida a classe do maciço e com o auxílio da tabela 9, é possível estabelecer uma estimativa do tempo médio de auto sustentação e vão livre da seção para o caso de túneis, e os valores de coesão (KPa) e de ângulo de atrito (NOGOSEKE, 2009, p. 29).

O sexto parâmetro, orientação das discontinuidades em relação à orientação da escavação em túneis, consiste em um fator de ajuste do somatório de P1 à P5 que define o efeito da orientação. Ao se tratar de túnel, a abertura no sentido da inclinação da discontinuidade é favorável (a) e contra a inclinação é desfavorável (b) (Figura 12).

¹⁰ GERALDI, J. L. P. **O ABC das escavações de rocha**. Editora Interciência, Rio de Janeiro, 2011 apud BALAGUER, D.A. **Estudo de caso: A execução do Túnel de Serviço da Linha 4 do metrô do Rio de Janeiro – Emboque Gávea**. 2014. 77 f. Trabalho de graduação(Graduação em Engenharia Civil) - Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

Figura 12 - Orientação das discontinuidades



Fonte: Apostila Geologia de Engenharia, FEUP.

Segundo o autor da apostila Geologia de Engenharia (FEUP), a aplicação da classificação de Bieniawski a um maciço rochoso implica a divisão deste em várias regiões estruturais (zonas) a serem classificadas separadamente. As fronteiras destas regiões coincidem usualmente com as estruturas geológicas principais, tais como falhas ou mudanças do tipo de rocha. Em alguns casos, dentro do mesmo tipo de rocha, as mudanças significativas no espaçamento das discontinuidades, ou das características destas, podem obrigar à subdivisão do maciço rochoso num maior número de regiões estruturais de menor dimensão.

Por fim, conforme Bieniawski¹¹(1988, apud NOGOSEKE, 2009, p. 31) , o RMR é um sistema de aplicação simples, e os parâmetros utilizados são facilmente obtidos em furos de sondagem ou em mapeamentos geológicos. Contudo, o autor não recomenda utilizar a classificação caso não se disponha de todos os dados, e ainda sugere aplicar, no mínimo, duas classificações no desenvolvimento de um projeto, com a finalidade de checar os resultados obtidos.

¹¹ BIENIAWSKI, Z. T., **The rock mass rating (“RMR”) system (Geomechanics classification) in engineering practice.** In Systems for Engineering Purposes. Philadelphia. p 17-31, 1988 apud NOGOSEKE, E. **Compartimentação de maciços rochosos para projetos básicos de PCH’s usando o sistema RMR aplicação no projeto básico da PCH Morro Grande – RS.** 2009. 111f. Dissertação (Mestre em Geotecnia) –Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

Tabela 7 - Parâmetros da Classificação Geomecânica de Bieniawski

PARÂMETROS			FAIXA DE VALORES						
1	Resistência da Rocha Intacta	Índice puntiforme	> 10	4 a 10	2 a 4	1 a 2	Utilizar compressão simples		
		Compressão simples (MPa)	> 250	100 a 250	50 a 100	25 a 50	5 a 25	1 a 5	< 1
	Peso relativo		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90 a 100	75 a 90	50 a 75	25 a 50	< 25		
	Peso relativo		20	17	13	8	5		
3	Espaçamento das fraturas		> 2m	0,6 a 2m	200 a 600 mm	60 a 200 mm	< 60 mm		
	Peso relativo		20	15	10	8	5		
4	Condição das fraturas		Superfícies muito rugosas; não contínuas; fechadas; paredes duras	Superfícies pouco rugosas; abertura <1mm; paredes duras	Superfícies pouco rugosas; abertura <1mm; paredes moles	Superfícies estriadas ou preenchimento < 5mm ou abertura 1-5 mm; contínuas	Preenchimento mole > 5 mm ou abertura >5 mm; contínuas		
	Peso relativo		30	25	20	10	0		
5	Água Subterrânea	Infiltração em 10m de túnel	Nenhuma (ou)	< 10 l/min (ou)	< 25 l/min (ou)	25 a 125 l/min (ou)	> 125 l/min (ou)		
		Relação (pressão de água / tensão)	0 (ou)	< 0,1 (ou)	0,1 a 0,2 (ou)	0,2 a 0,5 (ou)	> 0,5 (ou)		
		Condições gerais	Seco	Umedecido	Úmido	Gotejando	Com fluxo		
	Peso relativo		15	10	7	4	0		
6	Direção e mergulho		Muito favorável	Favorável	Moderado	Desfavorável	Muito desfavorável		
	Peso relativo	Túneis	0	-2	-5	-10	-12		
		Fundações	0	-2	-7	-15	-50		
		Taludes	0	-2	-25	-50	-60		

Fonte: Bieniawski¹²(1989, apud NOGOSEKE, 2009, p. 29)

¹² BIENIAWSKI, Z.T., **Engineering rock mass classification - A complete manual for geologist, mining and petroleum engineers**, New York, John Wiley, 251p., 1989 apud NOGOSEKE, E. **Compartimentação de maciços rochosos para projetos básicos de PCH's usando o sistema RMR aplicação no projeto básico da PCH Morro Grande – RS**. 2009. 111f. Dissertação (Mestre em Geotecnia) –Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

Tabela 8 - Classes do maciço determinada pela soma total dos pesos

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

Fonte: Bieniawski¹³(1989, apud NOGOSEKE, 2009, p. 30)

Tabela 9 - Características das classes

Classe	I	II	III	IV	V
Tempo médio de auto sustentação	10 anos	6 meses	1 semana	5 horas	10 minutos
Vão da seção	15 m	10 m	5m	2,5 m	1m
Coesão (KPa)	> 400	400 a 300	300 a 200	200 a 100	< 100
Ângulo de atrito	> 45°	35 a 45°	25 a 35°	15 a 25°	< 15°

Fonte: Bieniawski¹³ (1989, apud NOGOSEKE, 2009, p. 30)

¹³ BIENIAWSKI, Z.T., **Engineering rock mass classification - A complete manual for geologist, mining and petroleum engineers**, New York, John Wiley, 251p., 1989 apud NOGOSEKE, E. **Compartimentação de maciços rochosos para projetos básicos de PCH's usando o sistema RMR aplicação no projeto básico da PCH Morro Grande – RS**. 2009. 111f. Dissertação (Mestre em Geotecnia) –Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

Tabela 10 - Característica da escavação e resumo do suporte das classes RMR

	Avanço	Concreto projetado	Cambotas
I	Seção plena, avanço de 3 metros.	-	-
II	Seção plena, avanço de 1-1,5 m. Suporte completo até 20 m da frente.	5 cm na abóbada onde necessário.	-
III	Seção parcializada, topo e bancada. Avanço 1,5-3 m no topo. Começar o suporte após cada detonação e suporte completo até 10 m da frente.	5-10 cm na abóbada e 3 cm nas paredes.	-
IV	Topo e bancada. Avanço 1-1,5 m no topo. Instalar o suporte concomitantemente à escavação com distância menor que 10 m da frente.	10-15 cm na abóbada e 10 cm nas paredes.	Cambotas leves espaçadas de 1,5 m onde necessário.
V	Múltiplas seções. Avanço 0,5- 1,5 m no topo. Instalar suporte concomitantemente à escavação.	15-20 cm na abóbada, 15 cm nas paredes e 5 cm na frente de escavação.	De cambotas médias a pesadas espaçadas 0,75 m. Utilizar enfilagens e pregagens se necessário. Fechar o arco invertido.

Fonte: Adaptado de KOLYMBAS¹⁴ (2008 apud BALAGUER, 2014, p. 6).

¹⁴ KOLYMBAS, D., **Tunnelling and tunnel mechanics: A rational approach to tunnelling**, 1 ed., Austria, Springer, Innsbruck, 2005 apud BALAGUER, D.A. **Estudo de caso: A execução do Túnel de Serviço da Linha 4 do metrô do Rio de Janeiro – Emboque Gávea**. 2014. 77 f. Trabalho de graduação(Graduação em Engenharia Civil) - Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

5.3.2.2 Sistema Q

O sistema Q do Instituto Geotécnico da Noruega foi desenvolvido por Barton et. al em 1974, baseado na análise de 212 casos históricos de túneis, dos quais mais de 30 casos incluíam túneis permanentemente sem suportes. Seu objetivo 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 (NOGOSEKE, 2009, p. 24).

Define-se o índice Q pela expressão:

$$Q = \left[\frac{RQD}{J_n} \right] * \left[\frac{J_r}{J_a} \right] * \left[\frac{J_v}{SRF} \right] \quad (\text{equação 1})$$

sendo:

- RQD é o índice de designação da qualidade da rocha (Tabela 11);
- J_n : o índice de influência do número de famílias das descontinuidades (Tabela 12);
- J_r : o índice de influência da rugosidade das paredes das descontinuidades (Tabela 13);
- J_a : o índice de influência da alteração das paredes das descontinuidades (Tabela 14);
- J_v : o índice de influência do estado de tensões no maciço(Tabela 15) e
- SRF (Stress Reduction Factor): o índice de influência do estado de tensões do maciço no entorno da cavidade (Tabela 16).

De acordo com Serra Junior e Ojima (1998, p. 222) e com a apostila Geologia de Engenharia (FEUP, p. 5.18), os termos separados em colchetes expressam os efeitos:

- $\left[\frac{RQD}{J_n} \right]$: Das dimensões dos blocos unitários que formam o maciço rochoso e varia entre 0,5 e 200;

- $\left[\frac{J_r}{J_a}\right]$: Da resistência ao cisalhamento ao longo das superfícies das descontinuidades (mínima resistência inter-blocos). Ou seja, caracteriza as descontinuidades e/ou o seu enchimento sob o aspecto da rugosidade e do grau de alteração;
- $\left[\frac{J_v}{SRF}\right]$: Das tensões operantes nas vizinhanças da cavidade.

O parâmetro RQD representa a densidade de descontinuidades por volume unitário do maciço e pode ser estimado pela expressão abaixo.

$$RQD = 115 - 3,3J_n \quad (\text{equação 2})$$

$$(RQD = 100\% \text{ para } I_v < 45)$$

O índice J_n consiste no somatório do número de descontinuidades de um único sistema interceptadas ao longo de uma direção ortogonal ao seu plano, ponderado pelo comprimento individual das linhas de levantamento. O índice obtido através dos coeficientes de rugosidade (J_r) e de alteração (J_a) deve ser aplicado ao sistema ou à descontinuidade em condição mais desfavorável, ou seja, aquele com maior probabilidade de ruptura (SERRA JUNIOR e OJIMA, 1998, p. 223).

Tabela 11 - Valores de RQD

Padrão Geomecânico do Maciço (%)		RQD
A	Muito ruim	0-25 *
B	Ruim	25-50
C	Regular	50-70
D	Bom	75-90
E	Excelente	90-100
Nota: Quando o RQD for < 10 (incluindo 0) considera-se um valor nominal de 10 no cálculo de Q		

Fonte: BARTON et al¹⁵ (1974 apud NOGOSEKE, 2009, p. 25).

Tabela 12 - Valores de Jn

Condições de Compartimentação do Maciço		Jn
A	Fraturas esparsas ou ausentes	0,5-1,0
B	Uma família de fraturas	2
C	B + fraturas esparsas	3
D	Duas famílias de fraturas	4
E	D + fraturas esparsas	6
F	Três famílias de fraturas	9
G	F + fraturas esparsas	12
Nota: Para intersecções, usar 3 Jn e, para emboques, 2 Jn		

Fonte: BARTON et al¹⁵ (1974 apud NOGOSEKE, 2009, p. 25).

¹⁵ BARTON, N.; LIEN, R.; LUNDE, J. Engineering Classification of Rock Masses for Design of Tunnel Support. In: **Rock Mechanics**, Springer Verlag, v.6, p.189-236, 1974 apud NOGOSEKE, E. **Compartimentação de maciços rochosos para projetos básicos de PCH's usando o sistema RMR aplicação no projeto básico da PCH Morro Grande – RS**. 2009. 111f. Dissertação (Mestre em Geotecnia) –Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

Tabela 13 - Valores de Jr

Condições de Rugosidade das Paredes		Jr
Contato rocha-rocha, sem deslocamento relativo entre as paredes (deslocamento diferencial < 10cm)		
A	Fraturas não persistentes	4
B	Fraturas rugosas ou irregulares, onduladas	3
C	Fraturas lisas, onduladas	2
D	Fraturas polidas, onduladas	1,5
E	Fraturas rugosas ou irregulares, planas	1,5
F	Fraturas lisas, planas	1
G	Fraturas polidas ou estriadas, planas	0,5
Fraturas sem contato rocha-rocha e com deslocamento relativo entre as paredes		

Fonte: BARTON et al¹⁶(1974 apud NOGOSEKE, 2009, p. 25).

¹⁶ BARTON, N.; LIEN,R.; LUNDE, J. Engineering Classification of Rock Masses for Design of Tunnel Support. In: **Rock Mechanics**, Springer Verlag, v.6, p.189-236, 1974 apud NOGOSEKE, E. **Compartimentação de maciços rochosos para projetos básicos de PCH's usando o sistema RMR aplicação no projeto básico da PCH Morro Grande – RS.** 2009. 111f. Dissertação (Mestre em Geotecnia) –Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

Tabela 14 - Valores de Ja

Condições de Alteração das Paredes		Ja	Ør *
Fraturas com contato rocha-rocha e sem deslocamento relativo entre as paredes			
A	Paredes duras, compactas, preenchimento de materiais impermeáveis	0,75	-
B	Paredes sem alteração, pigmentação superficial incipiente	1	25-35°
C	Paredes levemente alteradas	2	25-30°
D	Paredes com películas de material silto-arenoso com fração argilosa	3	20-25°
E	Paredes com películas de material mole, eventualmente minerais expansivos	4	8-16°
Fraturas com contato rocha-rocha e deslocamento relativo incipiente entre as paredes (< 10 cm)			
F	Paredes com partículas arenosas, fragmentas de rocha, etc.	4	25-30°
G	Paredes com preenchimentos contínuos e pouco espessos (< 5 mm) de material argiloso forte mente sobre adensado	6	16-24°
H	Paredes com preenchimentos contínuos e pouco espessos (< 5 mm) de material argiloso pouco/medianamente sobre adensado	8	12-16°
J	Paredes com preenchimento de materiais argilosos expansivos	08/dez	6-12°
Fraturas sem contato rocha-rocha e com deslocamento relativo entre as paredes			
K	Zonas de preenchimento com fragmentas de rocha e material argiloso (ver G, H e J para caracterizar as argilas)	6, 8 8-12	6-12°
L	Zonas de preenchimento com material areno ou silto-argiloso	5	-
M	Zonas de preenchimento com material argiloso (ver G, H e J para caracterizar as argilas)	10, 13 13-20	6-24°

Fonte: BARTON et al¹⁷(1974 apud NOGOSEKE, 2009, p. 26).

¹⁷ BARTON, N.; LIEN,R.; LUNDE, J. Engineering Classification of Rock Masses for Design of Tunnel Support. In: **Rock Mechanics**, Springer Verlag, v.6, p.189-236, 1974 apud NOGOSEKE, E. **Compartimentação de maciços rochosos para projetos básicos de PCH's usando o sistema RMR aplicação no projeto básico da PCH Morro Grande – RS.** 2009. 111f. Dissertação (Mestre em Geotecnia) –Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

Tabela 15 - Valores de Jw

Condições de Afluência da Água		Jw	μ^{*2} (Kgf/cm)
A	Escavação a seco ou com pequena afluência de água < 5 l/min	1	< 1,0
B	Afluência média de água com eventual carreamento do preenchimento	0,66	1,0 - 2,5
C	Afluência elevada de água em rochas competentes de fraturas não reenchidas	0,5	2,5 - 10,0
D	Afluência elevada de água com carreamento do preenchimento	0,33	2,5 - 10,0
E	Afluência excepcionalmente elevada de água, decaindo com o tempo	0,1 - 0,2	> 10
F	Afluência excepcionalmente elevada de água, sem decaimento com o tempo	0,05 - 0,1	> 10

Fonte: BARTON et al¹⁸(1974 apud NOGOSEKE, 2009, p. 26).

¹⁸ BARTON, N.; LIEN,R.; LUNDE, J. Engineering Classification of Rock Masses for Design of Tunnel Support. In: **Rock Mechanics**, Springer Verlag, v.6, p.189-236, 1974 apud NOGOSEKE, E. **Compartimentação de maciços rochosos para projetos básicos de PCH's usando o sistema RMR aplicação no projeto básico da PCH Morro Grande – RS.** 2009. 111f. Dissertação (Mestre em Geotecnia) –Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

Tabela 16 - Valores de SRF

Condições das Tensões do Maciço				SRF
Zonas de baixa resistência, interceptando a escavação.				
A	Ocorrências múltiplas contendo material argiloso ou rocha quimicamente decomposta (qualquer profundidade)			10
B	Ocorrência específica contendo material argiloso ou rocha quimicamente decomposta (profundidade da escavação < 50 m)			5
C	Ocorrência específica contendo material argiloso ou rocha quimicamente decomposta (profundidade da escavação > 50 m)			2,5
D	Ocorrências múltiplas de zonas de material cisalhado em rochas competentes, isentas de argila e com blocos desagregados de rocha (qualquer profundidade)			7,5
E	Ocorrências específicas de zonas de material cisalhado em rochas competentes, isentas de material argiloso (prof. da escavação < 50 m)			5
F	Ocorrências específicas de zonas de material cisalhado em rochas competentes, isentas de material argiloso (prof. da escavação > 50 m)			2,5
G	Ocorrência de juntas abertas e intenso fraturamento do maciço (qualquer profundidade)			5
Obs.: No caso da ocorrência de zonas de baixa resistência relevantes, que não interceptem a escavação, recomenda-se a redução dos valores de SRF de 25% a 50%.				
Rochas competentes (comportamento rígido às deformações) - σ_1, σ_3 - tensões principais σ_c - resistência à compressão simples - σ_t - resistência à tração (carga puntiforme)				
		σ_c/σ_1	σ_t/σ_1	SRF
H	Tensões baixas, sub-superficiais	>200	>13	>2,5
J	Tensões moderadas	10-200	0,66-13	1
K	Tensões elevadas	05/out	0,33-0,66	0,5-2,0
L	Condições moderadas de rocha explosiva (rock burst)	2,5-5,0	0,16-0,33	05/out
M	Condições intensas de rocha explosiva (rock burst)	<2,5	<0,16	out/20
Obs.:				
1) No caso de tensões sub-superficiais (H), adotar SRF=5				
2) Para maciços muito anisotrópicos, introduzir correções de σ_c e σ_t de acordo com os critérios: a) $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$: reduzir σ_c para 0,8 σ_c e σ_t para 0,8 σ_t .				
b) $\sigma_1/\sigma_3 > 10$: reduzir σ_c para 0,6 σ_c e σ_t para 0,6 σ_t				
Rochas incompetentes (comportamento plástico)				
N	Tensões moderadas			5,0-10,0
O	Tensões elevadas			10,0-20,0
Rochas expansivas (dependendo da presença de água)				
P	Tensões moderadas			5,0-10,0
R	Tensões elevadas			10,0-20,0

Fonte: BARTON et al¹⁹(1974 apud NOGOSEKE, 2009, p. 27).

¹⁹ BARTON, N.; LIEN, R.; LUNDE, J. Engineering Classification of Rock Masses for Design of Tunnel Support. In: **Rock Mechanics**, Springer Verlag, v.6, p.189-236, 1974 apud NOGOSEKE, E. **Compartimentação de maciços rochosos para projetos básicos de PCH's usando o sistema RMR aplicação no projeto básico da PCH Morro Grande – RS**. 2009. 111f. Dissertação (Mestre em Geotecnia) –Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

O valor final de Q obtido pela equação 1 para um determinado maciço pode variar entre 0,001 até 1000, abrangendo as diversas variações dos maciços rochosos. A partir do valor final relaciona-se o maciço à uma das nove classes, conforme a tabela 17.

Tabela 17 - Classes de maciços rochosos

Padrão Geomecânico do Maciço	Valores de Q
Péssimo (excepcionalmente ruim)	<0,01
Extremamente ruim	0,01 -0,1
Muito ruim	0,1 -1,0
Ruim	1,0 -4,0
Regular	4,0 -10,0
Bom	10,0 -40,0
Muito bom	40,0 -100,0
Ótimo (extremamente bom)	100,0 -400,0
Excelente (excepcionalmente bom)	>400,0

Fonte: BARTON et al²⁰(1974 apud NOGOSEKE, 2009, p. 28).

Com base no valor de Q são propostas recomendações quanto ao tipo de suporte necessário à estabilidade de maciços rochosos para a construção de túneis. A partir do gráfico proposto por Grimstad e Barton (1993) estima-se o tipo de suporte em função do valor da Dimensão Equivalente, (De) da escavação. Essa grandeza é obtida dividindo-se o vão (diâmetro ou altura da escavação) pelo índice ESR (Excavation Support Ratio), que constitui um fator de segurança definido em função do tipo de obra (Tabela 18).

²⁰ BARTON, N., LIEN,R., LUNDE, J. Engineering Classification of Rock Masses for Design of Tunnel Support. In: **Rock Mechanics**, Springer Verlag, v.6, p.189-236, 1974 apud NOGOSEKE, E. **Compartimentação de maciços rochosos para projetos básicos de PCH's usando o sistema RMR aplicação no projeto básico da PCH Morro Grande – RS.** 2009. 111f. Dissertação (Mestre em Geotecnia) –Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

Tabela 18 - Índice de segurança ESR para diferentes obras subterrâneas

Classe	Tipo de escavação	ESR
A.	Cavidades mineiras temporárias	3-5
B.	Poços verticais de secção circular	2,5
	Poços verticais de secção quadrada ou rectangular	2
C.	Cavidades mineiras definitivas, túneis de aproveitamentos hidráulicos (excepto túneis sob pressão), túneis piloto, túneis de desvio, escavações superiores de grandes cavidades	1,6
D.	Cavernas de armazenagem, estações de tratamento de águas, pequenos túneis rodo-ferroviários, chaminés de equilíbrio, túneis de acesso	1,3
E.	Centrais subterrâneas, túneis rodo-ferroviários de grande dimensão, abrigos de defesa, bocas de entrada, intersecções	1
F.	Centrais nucleares subterrâneas, estações de caminhos de ferro, fábricas	0,8

Fonte: Apostila Geologia de Engenharia, FEUP.

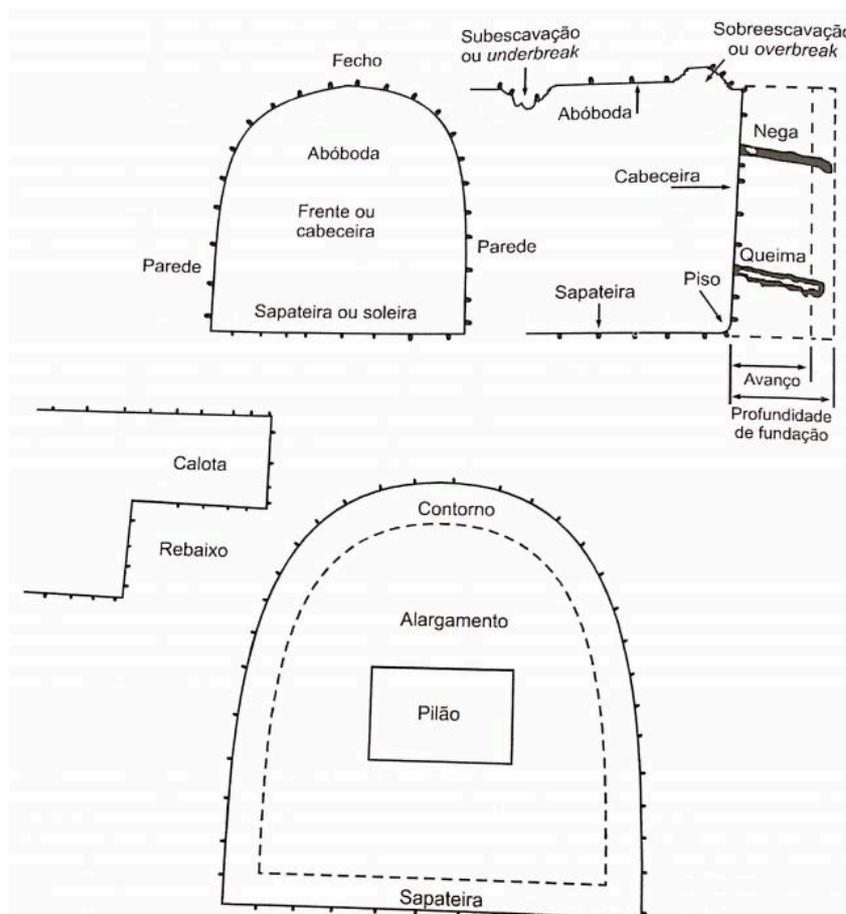
6 ESCAVAÇÕES

Escavação é um processo utilizado para romper a compacidade do solo ou rocha, por meio de ferramentas e processos convenientes, viabilizando sua remoção (REDAELLI e CERELLO, 1998, p. 311).

As escavações necessitam ser estáveis, durante períodos de tempo variáveis, até a instalação do suporte ou execução da própria obra. Contudo, a estabilidade dessas depende, principalmente, das próprias características do maciço, como a capacidade de resistência e a presença de descontinuidades, e pode ser obtida através de revestimentos artificiais e do reforço do maciço.

A Figura 14 apresenta a terminologia de escavações subterrâneas do Brasil

Figura 14 - Termos usuais de túneis



Fonte: REDAELLI e CERELLO, 1998.

6.1 TIPOS DE ESCAVAÇÃO

A definição do método de escavação exige o estudo de características sobre natureza, qualidade e quantidade do material a remover, seu arranjo espacial, seu comportamento quando removido, além dos efeitos sobre as estruturas vizinhas. Outros fatores que influenciam sua escolha são o propósito da escavação, os prazos e a presença de água. A classificação abaixo baseia-se na categoria do material escavado (REDAELLI e CERELLO, 1998, p. 311).

- **Escavação Comum:** Recomendada para material de primeira categoria como solo, material decomposto, aluviões e material heterogêneo com blocos isolados de até 1 m³, os quais podem ser diretamente removidos por equipamentos de porte variável.
- **Escavação por desagregação ou mista:** Recomendada para material intermediário ou de segunda categoria como rochas mais ou menos rígidas, estratificadas, de diferentes graus de alteração e que devem ser desmontadas por equipamentos de porte variável ou com uso descontínuo de explosivos de baixa potência.
- **Escavação de rocha por explosivos:** Recomendada para material de terceira categoria como rocha sã ou rocha pouco alterada, que não podem ser escavadas por métodos a “frio”.

6.2 CONDICIONANTES GEOLÓGICOS

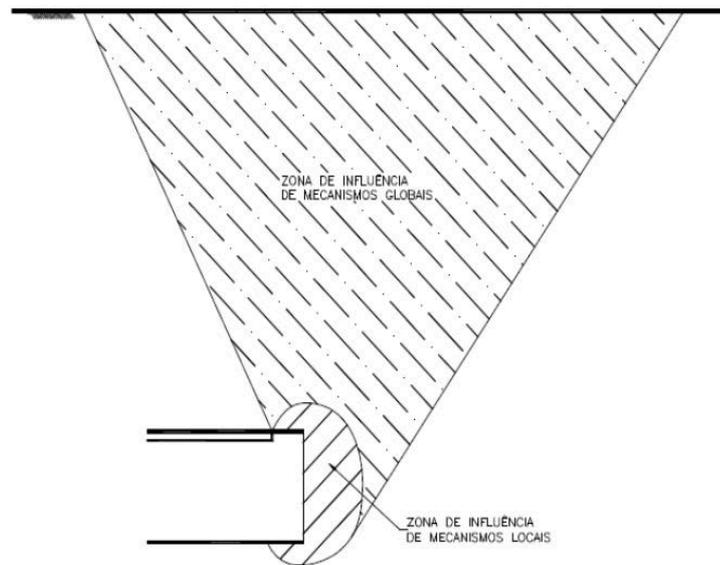
6.2.1 Efeitos das Escavações

As escavações alteram o estado de tensões existentes no maciço envolvente, por que provocam descompressão. A modificação do estado de tensões depende da dimensão e geometria da escavação, do método de abertura e dos cuidados tomados na execução. Essa alteração pode levar a deformações elásticas ou plásticas e deslocamentos que refletem nas descontinuidades do maciço. Como consequência, podem ocorrer deslocamentos superficiais, desabamento de tetos e paredes, rompimento de pisos e, até mesmo, o colapso da escavação (REDAELLI e CERELLO, 1998, p. 312).

Quando a estabilidade do maciço afetar somente as tensões e deformações nas proximidades da escavação, manifestam-se os mecanismos de colapso local. Estes podem ser contidos através de tratamentos de maciço localizados, generalizados ou por parcialização da seção escavada, que reduz a exposição da superfície escavada. De modo geral, os mecanismos de ruptura local são de núcleo (caso L1), de teto (caso L2), de frente (caso L3) ou uma combinação desses (caso L4) em solos deslocantes ou corrediços.

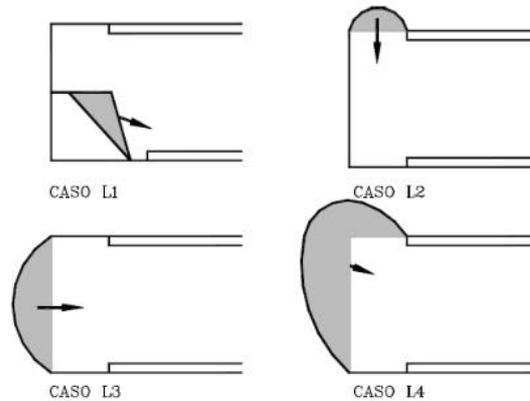
Por outro lado, quando a estabilidade do maciço afetar as tensões e deformações até a camada superficial, manifestam-se os mecanismos de colapso global. Estes podem resultar da instabilidade local progressiva, não capacidade de arqueamento das tensões, baixa resistência ao cisalhamento decorrente de escavações em solos moles, extrusivos ou escavação de grandes seções. Podem ser contidos através de tratamentos generalizados no maciço, parcialização da seção escavada ou limitação / diminuição do avanço.

Figura 15 - Mecanismos de colapso global e local



Fonte: Murakami²¹(2002 apud SERRANO, C. E. A. et al., 2013, p. 49).

Figura 16 - Mecanismos de colapso local



Fonte: Murakami²¹(2002 apud SERRANO, C. E. A. et al., 2013, p. 50).

Por isso, é fundamental conhecer as características geomecânicas do maciço como resistência mecânica das rochas, anisotropias, estado de tensões e permeabilidade. Além de identificar as intensidades e direções dos esforços para o projeto das escavações e do revestimento.

²¹ MURAKAMI, C. A. **Noções básicas para o Acompanhamento Técnico de Obras de Túneis**. São Paulo, 2002. 98 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002. apud SERRANO, C.E.A.; MELRO,F.C.A.; CUNHA,G.A. **Projeto e construção de túneis através de escavação convencional- NATM**. 2013. 154f. Monografia(Graduação em Engenharia Civil) –Escola de Engenharia Mauá, São Caetano do Sul, 2013.

6.2.2 Escavabilidade

A escavabilidade é capacidade de resistência à ação proporcionada pelos equipamentos de escavação, tanto os mecânicos como os explosivos (BASTOS²³, 1998 apud MOSER, 2013, p. 28). Assim, ela representa a maior ou menor facilidade do maciço em ser escavado e depende de outras características da rocha, como:

- **Dureza:** É definida pela resistência ao risco, dada pela escala de Mohs. Na prática, é dividido em riscável pela unha ou exageradamente fácil pelo canivete, riscável pelo canivete, dificilmente ou não riscáveis pelo canivete.
- **Tenacidade:** Representa a maior ou menor resistência à separação em pedaços ao ser golpeada por um martelo. Esse parâmetro pode ser deturpado pela presença de fraturas e pela direção do golpe.
- **Velocidade de propagação de ondas sísmicas longitudinais:** É diretamente proporcional à maior dificuldade de escavação.
- **Escarificabilidade:** Capacidade da rocha de ser desagregada por rippers (escarificadores) e é característica de rochas brandas, que não são escaváveis por métodos comuns. Esse parâmetro é influenciado pela presença e orientação de juntas, acamamento ou xistosidade da rocha, por que esses impõem direções preferenciais de escavação.
- **Resistência Dinâmica à Tração e à Compressão:** É diretamente proporcional à maior dificuldade de escavação.
- **Densidade:** Quanto mais densa a rocha, maior é a energia envolvida na sua escavação. Nas rochas de alta densidade, para que a ação dos gases seja adequada, deve-se aumentar a pressão no furo através do aumento do seu diâmetro, reduzir a malha da pega de fogo, melhorar o tamponamento e aplicar explosivos com grande energia.
- **Empolamento:** É a expansão volumétrica sofrida pelo solo e materiais rochosos ao serem desagregados ou fragmentados. Esse valor varia de 12 a 15%, em areias e cascalhos, para 20 a 25% em argilas, atingindo 34% em calcários e 45% em rochas

²³ BASTOS, M. J. N. **A geotecnia na concepção, projeto e execução de túneis em maciços rochosos**. 1998. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior técnico apud MOSER, S. R. **Inovações tecnológicas na escavação mecanizada de túneis – tecnologia brabo**. 2013. 152f. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, 2013.

mais duras e compactas.

- **Capacidade de Carga:** É o suporte do material com relação ao tráfego dos equipamentos de escavação varia de 5 t/m² em areias movediças, para 10 a 40 t/m² em argilas(função da umidade), a 50 t/m² em rochas semifragmentadas, atingindo até 240 t/m² em rocha maciça.

6.2.3 Estruturas Geológicas

As características estruturais do maciço tem grande influencia no desmonte de rocha por explosivos. Por exemplo, juntas representam regiões de fraqueza que podem permitir um corte melhor em uma determinada direção. Já a alternância de camadas de material pouco consolidado ou alterado com outras mais competentes pode impedir a escavação mecanizada e, ao mesmo tempo, dificultar o desmonte por explosivos. Assim, concentra-se o explosivo somente nos furos das zonas mais resistentes, isolando-se as camadas mais frágeis com material inerte, para evitar a perda de energia nessas regiões.

As discontinuidades e planos de fraqueza são fundamentais sob o aspecto operacional na execução da escavação, no contorno final da cavidade e definição dos possíveis tratamentos. A direção predominante de fraqueza influencia a forma final do túnel pois pode gerar o chamados overbreaks. Chama-se de “overbreak” as sobreescavações, ou seja, escavação para além dos limites geométricos previstos em projeto. A sobreescavação gera maior volume de escombros, onerando as atividades de carregamento e transporte para “bota-fora” e demanda maior volume de concreto projetado para revestimento, para cobrir e ocupar as cavidades indesejadas.

6.2.4 Características Geomecânicas

As características geomecânicas auxiliam na definição do método de escavação e na orientação da escavabilidade dos solos e rochas. Esses critérios refletem a capacidade de resistência e a presença de discontinuidades no maciço e incluem fatores como a resistência à compressão uniaxial, resistência à carga pontual, resistência à tração, número de Schmidt, grau de abrasividade, espaçamento de diaclases, RQD (Rock Quality Designation), RMR

(Rock Mass Rating), parâmetros do sistema de classificação Q de Barton, continuidade, orientação e preenchimento de diaclases, possança média dos estratos, tamanho de blocos, etc (BASTOS²⁴, 1998 apud MOSER,2013, p. 28).

6.2.5 Perfurabilidade

Segundo Redaelli e Cerello (1998, p. 314) as características do material a perfurar influenciam na escolha das ferramentas e no custo da atividade de perfuração. Essas características são:

- **Abrasividade:** Propriedade da rocha em desgastar o material de perfuração e é influenciada pela composição, granulometria, forma e direção dos cristais.
- **Índice de Velocidade de Perfuração (IVP):** Índice medido em campo ou estimado em laboratório, que expressa a velocidade de perfuração de uma dada ferramenta em uma rocha específica. Sua classificação é feita comparando com o IVP de um granito padrão (90 cm/minuto) e subdivide-se em 7 categorias, desde extremamente lenta a extremamente rápida.
- **Índice de Desgaste de bits (IDB):** Indica o desgaste sofrido pelos bits em diversos tipos de rocha. Os bits são ferramentas de perfuração que se encaixam na ponta da lança do Jumbo, como mostra a Figura 18.

²⁴ BASTOS, M. J. N. **A geotecnia na concepção, projeto e execução de túneis em maciços rochosos.** 1998. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior técnico apud MOSER, S. R. **Inovações tecnológicas na escavação mecanizada de túneis – tecnologia brabo.** 2013. 152f. Trabalho de conclusão de curso(Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, 2013.

Figura 17 - Ferramentas de perfuração para martelo de superfície(Bits)



Fonte: Atlascopco.

- **Dureza Superficial:** Retorno de martelos padronizados ao golpearem superfícies de amostras de rochas com faces preparadas (polidas, lixadas ou aplainadas).

6.2.6 Nível de água e Água

Segundo Martinho (2012, p. 47) as rochas porosas e os maciços fraturados obrigam a selecionar um explosivo que não se altere com a água. A água origina perda de furos de perfuração devido a colapso de material dentro dos furos. Além disso, ela diminui a resistência à compressão e à tração dos maciços, diminui a atenuação das ondas de choque e aumenta os efeitos de rotura da rocha, pois as fraturas preenchidas com água permitem uma melhor passagem da onda de choque.

Francis e Rocha (1998, p. 446) afirmam que reservatórios, rios e lagoas podem ser drenados por um túnel quando interconectados. Quando os volumes de água não puderem ser estocados ou esgotados, por serem realimentados, utilizam-se sistemas de captação e evacuação contínua das infiltrações.

6.2.7 Intemperismo e solos

Os processos intempéricos, característicos de climas tropicais, atuam sobre as rochas e controlam suas propriedades geomecânicas. De maneira que, rochas originalmente resistentes, ao sofrerem intemperismo químico e físico são transformadas em solos de alteração com baixas resistências às solicitações.

6.3 MÉTODOS DE ESCAVAÇÃO

Segundo Travagin (2012), não há consenso com relação à classificação dos processos construtivos de túneis atualmente vigentes. Há diferentes classificações feitas por alguns autores como:

- Assis (2001) que defende a classificação dos métodos construtivos de túneis nas seguintes categorias: Vala Recoberta, Mini- Túneis, Escavação Sequencial, Escavação Mecanizada com Tuneladora e Escavação a Fogo.
- Sauer e Mergelsberg (2004), que dividem as metodologias em Túneis Mecanizados e Túneis Mineiros
- Moreira (2006) opta por classificar as tecnologias construtivas em função do momento de instalação do suporte: túneis com suporte retardado ou túneis com suporte imediato.

Nesse tópico será utilizada a classificação do trabalho “SUBSÍDIOS PARA ESCOLHA DO MÉTODO CONSTRUTIVO DE TÚNEIS “ de Travagin (2012), que consiste em uma classificação mista baseada tanto em Sauer e Mergelsberg (2004) quanto em Assis (2001). A classificação aqui apresentada será em função do grau de mecanização do processo de escavação, dando origem à categoria “Túneis Mecanizados” e à categoria “Túneis Não Mecanizados”. Dessa forma, há túneis cuja escavação se dá com alto índice de mecanização, como os executados com máquina tuneladora e através da cravação de tubos; e também há aqueles feitos através de recobrimento de vala, de forma direta ou invertida; e aqueles feitos através de escavação sequencial, com desmonte por explosão ou simples escavação.

Figura 18 - Classificação de Túneis quanto ao método construtivo



Fonte: Travagin, 2012.

6.3.1 Escavação não mecanizada

6.3.1.1 Tradicional - Drill and Blast

O método sequencial Drill and Blast (D&B) é um dos mais tradicionais e predominantes na escavação em rocha. Sua metodologia construtiva consiste em utilizar explosivos para o rompimento da compactidade da rocha, por isso a denominação de Escavação a Fogo ou Drilling and Blasting (Furar e Explodir).

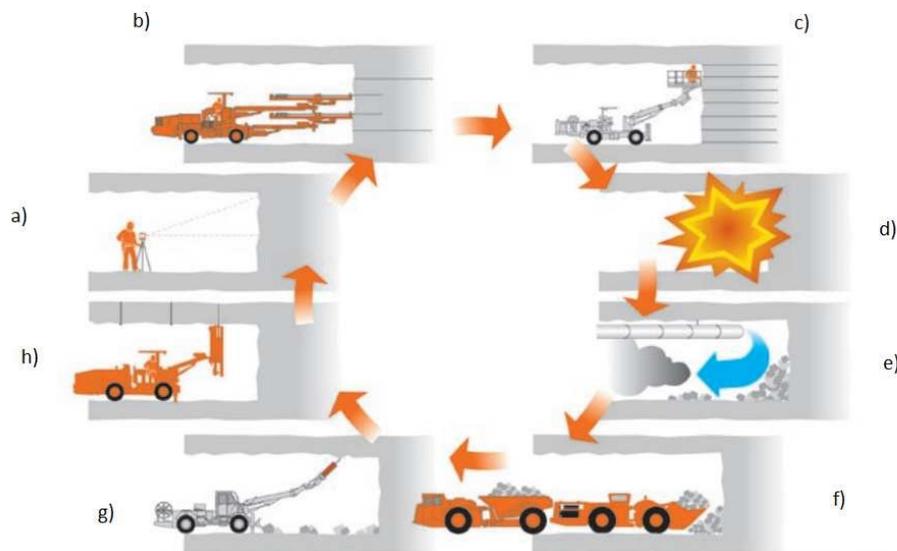
A carga e o tipo de explosivo são estudados em um projeto complementar, denominado plano de fogo, feito com base em normas e procedimentos técnicos cujo objetivo é a fragmentação do material possibilitando o seu carregamento, transporte e britagem. A detonação dos explosivos deve ser feita de forma ordenada e gradualmente, para que se obtenha a geometria desejada.

Aplica-se o método D&B para escavação de rochas, quando a escavação convencional não é viável. Geralmente, no caso de rochas sãs e pouco alteradas, que possuem dureza elevada e, por isso, não podem ser cortadas pelos instrumentos comuns. Ou, então, quando é necessário reduzir o tempo de execução da escavação, aumentando a velocidade do avanço.

A execução do desmonte com explosivos inicia com a marcação topográfica (a), na frente de escavação, dos pontos onde serão feitas as perfurações. Em seguida, perfuratrizes

rotopercussivas hidráulicas (Jumbos) executam furos horizontais, normalmente paralelos e de comprimentos iguais, cuja distribuição foi determinada no plano de fogo (b). Esses furos são carregados com explosivos e conectados para que seja feito o acionamento da detonação, a qual ocorre em sequência a partir do centro (pilão) para a periferia da seção, fragmentando a rocha (c e d). Após a detonação da frente de escavação é feita a ventilação do túnel, por insuflação de ar limpo, para o esgotamento dos gases liberados pela detonação dos explosivos, eliminação da poeira e fornecimento de ar puro para os colaboradores (e). Somente após a ventilação, é feita a limpeza da frente, removendo os resíduos por meio de equipamentos de transporte de material (f). Nesse momento, se necessário, também é feita a remoção da água de infiltração. Em seguida, é feita a observação do teto, paredes e da frente detonada para a programação da operação de “bate-choco” (g), que complementar a limpeza, com a remoção cuidadosa de lascas e de blocos de rocha soltos (GERALDI, 2011). Finalizada a limpeza, aplica-se os suportes e revestimentos primários, de acordo com o projeto (h). A figura a seguir representa os passos descritos anteriormente.

Figura 19 - Ciclo de escavação Drill and Blast



Fonte: Tamrock, 1999.

Sua vantagem é proporcionar flexibilidade de geometria facilitando lidar com condições geológicas variáveis ou imprevistas, o que não ocorre com a utilização de tuneladoras. A maior desvantagem ocorre como consequência da detonação, que através dos ruídos, vibrações, poeira e projeção de blocos, pode afetar outras estruturas no subsolo e na

superfície. Além disso, segundo Bastos (1998 apud LOUREIRO, 2008), cursos d'água e aquíferos podem ser afetados, e fraturas podem ser propagadas o que acarreta em: aumento da entrada de água no interior do túnel e dos gastos com bombeamento de água; e redução do stand up time do maciço e da segurança da escavação, pelo risco de queda de fragmentos rochosos. Outro aspecto negativo, é a baixa produtividade em consequência da lentidão das atividades de perfuração e da potência do explosivo. Contudo, isso tem deixado de ser um ponto considerável, uma vez que ocorreram avanços na tecnologia de explosivos e de perfuração como, perfuratrizes mais eficazes e explosivos que geram menor quantidade de fumaças e poeiras tóxicas, reduzindo o tempo de ciclo entre as detonações.

6.3.1.2 NATM

A sigla NATM, refere-se à New Austrian Tunneling Method (Novo Método Austríaco de construção de Túneis), método desenvolvido entre 1957 e 1965, na Áustria, por Pacher e Rabcewicz. O NATM é uma filosofia de projeto e construção baseada em critérios de observação, ou seja, é um dimensionamento empírico. Seu desenvolvimento se deu após a observação das dificuldades e colapsos no avanço, os quais eram consequência da possibilidade, oferecida pelos métodos da época, de relaxamentos iniciais do maciço e dos vazios deixados entre os suportes e o terreno. Assim, Rabcewicz concluiu que era necessário aplicar, logo após a escavação, um material plástico que oferecesse resistência em pouco tempo e que preenchesse totalmente as cavidades, imobilizando a rocha ou solo em sua posição relativa. Com isso, os relaxamentos iniciais e vazios, nas interfaces do material escavado com o suporte aplicado, seriam eliminados.

No NATM, a escavação ocorre sequencialmente, permitindo a acomodação do maciço escavado durante um tempo, no máximo, igual ao seu tempo de autossustentação. O tempo de autossustentação do solo, também chamado de “stand up time”, é o período entre a abertura de uma cavidade e a sua ruína. Quando o maciço se deforma, há realização de trabalho, e como consequência tem-se a redistribuição e redução das tensões máximas induzidas. A ideia do método NATM é realizar esse alívio de pressão controladamente, através da limitação do avanço e da aplicação imediata do revestimento. Dessa maneira, evita-se a acomodação excessiva do maciço e a perda da sua capacidade portante. O benefício desse procedimento é a redução da espessura da estrutura do túnel, decorrente da autoportância do maciço, que

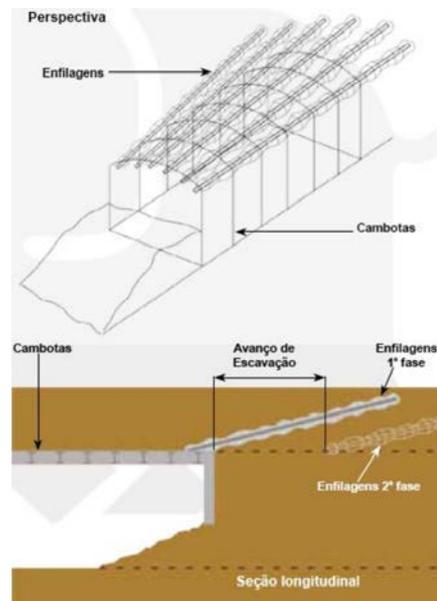
deixa de atuar como um elemento de carga e passa a auxiliar no escoramento.

Esse processo de deformação do maciço deve ser constantemente acompanhado e monitorado a partir de observações instrumentadas, nas quais se avaliam a convergência e divergência da seção escavada, os recalques na superfície e os níveis piezométricos nas proximidades. O acompanhamento é fundamental pois fornece dados referentes a deformações e ao estado de tensões, que auxiliam na definição dos avanços posteriores, servindo como base para a tomada de decisões em obra. O plano de instrumentação é composto por inclinômetros, tassômetros, marcos superficiais, pinos de convergência, réguas de recalque, além de sismógrafos.

Quanto a aplicação, esse método foi idealizado para escavar túneis em solo e rochas “brandas”. Segundo, Travagin (2012), devido a utilização de equipamentos como escavadeiras convencionais, escavadeiras com martelo hidráulico acoplado, fresas ou roçadeiras, e da necessidade de utilização de concreto projetado, a aplicação do NATM requer espaço. Dessa forma, sua aplicação não é indicada para mini e micro túneis. Mas é indicado, para: escavações largas, geometrias não usuais, interseções de túneis, seções transversais e baixas profundidades.

O procedimento executivo do método ocorre em duas atividades alternadas: a escavação e a instalação da estrutura de suporte. A escavação avança em fases, primeiro a parte superior (calota), depois o rebaixo (invert). Os sistemas de suporte mantêm os deslocamentos em níveis admissíveis para prevenir rupturas e são compostos pelo concreto projetado e pelas estruturas auxiliares como: cambotas (perfiladas ou treliçadas), chumbadores e tirantes. O método NATM pode ainda adotar reforços em trechos de solos menos resistentes, tais como enfilagens tubulares (injeção de calda de cimento através de tubos), enfilagens cravadas (tubos metálicos), injeção química (de produtos químicos aglutinantes), agulhamento (vergalhões de aço, fibra de vidro ou jet grouting), congelamento do maciço e enfilagens por microtúneis (MEDEIROS, 2006). As cambotas são utilizadas quando a escavação está em solo; os chumbadores e tirantes são utilizados para prevenir a queda de blocos de rocha; e as enfilagens são aplicadas no teto da escavação com comprimento maior que o avanço para estabilizar os trechos a serem escavados (Figura 20).

Figura 20 - Sistema de Suporte de Túneis



Fonte: Revista Techne, PINI.

A maior vantagem do NATM é a sua versatilidade permitindo sua adaptação a condições geológicas variáveis, bem como mudanças na seção transversal do túnel (SAUER e MERGELSBERG, 2004). Além disso, proporciona rápidas taxas de avanço devido a possibilidade de se ter várias frentes de ataque, aumento de segurança devido a estabilidade proporcionada pela parcialização da seção de escavação e redução de custos (Apostila Obras Subterrâneas, prof Buttler).

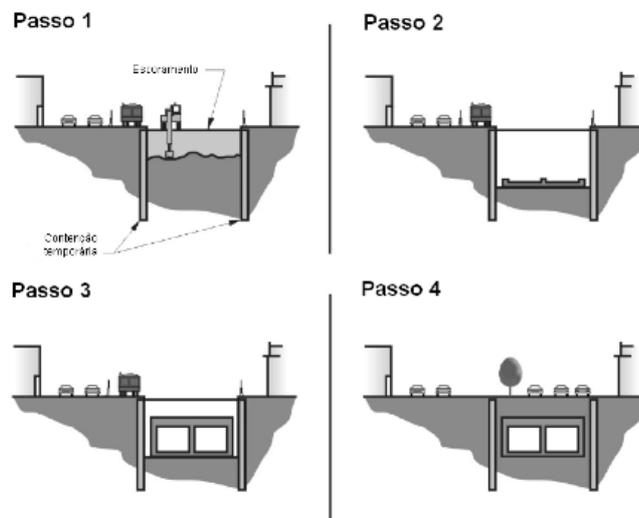
6.3.1.3 Cut and cover

Também chamado de Trincheiras ou VCA (Vala a Céu Aberto) é um método destrutivo, devido à sua interferência na superfície, utilizado em condições geotécnicas e geológicas variadas. Esse método “consiste em escavar uma vala ao longo do traçado do túnel a ser implantado, construir o túnel e, após executar a cobertura do túnel, cobrir com solo, recuperando a situação de superfície existente antes da implantação da obra”(TRAVAGIN, 2012).

Na escavação VCA, primeiro executa-se a contenção provisória (parede-diafragma, estacas secantes, estacas justapostas ou perfis com pranchas), o rebaixamento de lençol

freático (se necessário), a escavação e a instalação de estroncas e tirantes (passo 1). Em seguida, inicia-se a construção da estrutura do túnel, começando pela laje de fundo (passo 2). Terminada a estrutura do túnel, com paredes e cobertura, instala-se o sistema de impermeabilização, quando necessário (passo 3). Por fim, é feito o reaterro e as atividades de recuperação e restauração da superfície (passo 4).

Figura 21 - Sequência construtiva para o método Cut and Cover



Fonte: TRAVAGIN, 2012

Da Silva (2007) defende que o maior problema do método é o transtorno causado à população, quando em ambiente urbano, devido ao longo tempo para liberação da área. Além disso, gera intensos transtornos, causados pela interferência com o trânsito e outros sistemas da infraestrutura urbana, como redes de água e redes de instalações elétricas. Outro problema é vulnerabilidade aos fatores climáticos, por se tratar de um tipo de obra a céu aberto. O que pode atrasar as atividades e onerar os custos. Também devido o fato de ser um método exposto, há maior emissão de ruídos e poeira em relação aos outros tipos de escavação.

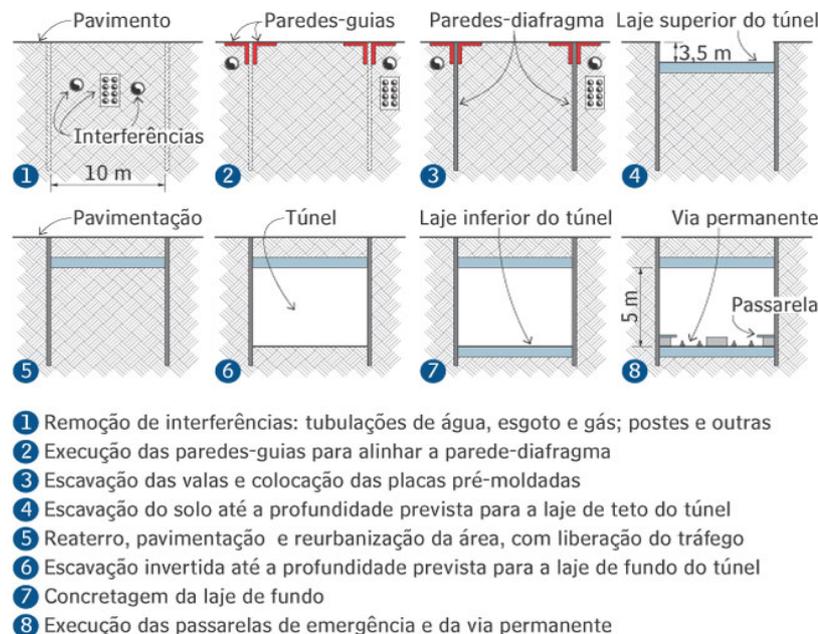
6.3.1.4 Top-Down

Também chamado de método invertido, é uma variação na sequência executiva do método Cut and Cover, com o objetivo de liberar mais rapidamente o tráfego na superfície.

Assim como o método “Cut and Cover”, inicia-se com a realocação, temporária ou definitiva, das utilidades públicas que interferem na obra. Quando necessário, deve-se também fazer o rebaixamento do freático. Em seguida, executa-se, a partir da superfície, as paredes de contenção e depois escava-se até a cota da cobertura do túnel. Então, constrói-se a cobertura, ligada as contenções, e realiza-se sua impermeabilização. Feita a laje de teto, faz-se o reaterro, a pavimentação e reurbanização permitindo a liberação do tráfego de superfície. Depois, prossegue-se com a escavação, por baixo da laje construída, através de métodos convencionais ou através de técnicas de mineração, e finaliza-se com a estrutura de fundo.

Sua principal vantagem, além da liberação precoce da superfície, é a utilização das contenções, como parte da estrutura do túnel, e da cobertura, como estroncamento. Já as desvantagens são as mesmas do método “Cut and Cover”, descritas no item anterior.

Figura 22 - Sequência construtiva para o método Top-down



Fonte: Revista Techne, PINI.

6.3.2 Escavação Mecânica

Esse método é muito comum e compete, econômica e tecnicamente, com as escavações a fogo. Sua vantagem é a grande velocidade de avanço, comparada com a escavação a fogo, e a eliminação do desconforto ambiental causado pela detonação. Pode ser realizado por dois métodos principais: abertura em seção plena e abertura faseada. Os equipamentos mecânicos mais utilizados na escavação mecânica de túneis são as tuneladoras (TBM - Tunneling Boring Machine), para abertura em seção plena; e as roçadoras, as retroescavadoras e os martelos hidráulicos, para abertura parcial faseada (SAUER e MERGELSBERG, 2004).

6.3.2.1 TBM

A máquina Tuneladora consiste em uma autoperfuratriz de grande diâmetro, conhecida popularmente no Brasil por “Tatuzão” e internacionalmente por TBM, abreviação em língua inglesa de Tunneling Boring Machine. Segundo Moreira (2006) ela é uma máquina geralmente metálica e com seção transversal idêntica àquela que será escavada, formada por um corpo principal e outros elementos de apoio, e que possui mecanismos de corte, de impulso, de direção, de proteção, de perfuração exploratória, de controle e suporte do maciço, de instalação de revestimento, de remoção de escombros, de ventilação e de abastecimento energético (TRAVAGIN, 2012).

Existem diversos tipos de máquinas tuneladoras, algumas delas possuem couraças (também nomeados escudos ou shields) para auxílio à escavação em rochas brandas, solos saturados ou outras condições que requeiram colocação imediata de estrutura de suporte (BASTOS, 1998). Quando o solo exige confinamento para a estabilização, utilizam-se as “slurry shields”, que realizam a estabilização do maciço com lama bentonítica ou outro líquido tixotrópico, e as EPB (Earth Pressure Balance), que estabilizam através da contrapressão de terra utilizando o próprio material escavado, o qual é colocado sob pressão em uma câmara situada logo após a ferramenta de corte. Quando o solo escavado não demanda medidas de estabilização, utilizam-se as tuneladoras de escavação mecânica simples, aberta ou fechada, com ou sem utilização de ar comprimido.

Já a escavação em rocha, é realizada com tuneladoras fechadas, com Shield, que

trabalham com seção plena; ou tuneladoras abertas, com Grippers, que não possuem carapaça cilíndrica e seu sistema de propulsão baseia-se na ancoragem provisória de elementos laterais (os Grippers) que agarram-se às paredes da cavidade já escavada.

O procedimento de construção de túneis com tuneladoras caracteriza-se pela escavação plena da face do túnel em seção de geometria circular, seguida pela execução do revestimento do túnel. O revestimento pode ser feito com segmentos pré-moldados de concreto justapostos ou com concreto projetado, quando a TBM for aberta.

As tuneladoras podem ser utilizadas em diversos tipos de solo, contudo melhores resultados são obtidos em rochas de dureza média a baixa. A diversidade de aplicação de solos e diâmetros não significa, que uma mesma máquina tuneladora, é aplicável a qualquer solo e diâmetro, mas que há diversos tipos de tuneladores com diferentes diâmetros e para diferentes tipos de solo. Segundo, Da Silva (2007) as vantagens da escavação com tuneladora são: maiores condições de segurança da obra, favorecimento de atividades laborais, maior regularidade e qualidade da superfície escavada, maior velocidade de escavação e menor indução de vibrações no maciço escavado. Já a desvantagem das tuneladoras é devido ao seu alto custo de aquisição, na montagem e transporte.

6.4 USO DE EXPLOSIVOS PARA ESCAVAÇÕES

Os explosivos são constituídos por um produto químico composto de um combustível e um oxidante. A escolha dos explosivos depende das propriedades da rocha e da situação do mercado de explosivos.

Se o maciço é composto por rocha dura, os explosivos adequados são os explosivos com maior potência e velocidade de detonação, que produzem uma pressão elevada dentro do furo. No caso de maciços muito fraturados, a melhor solução são os explosivos com baixa densidade e baixa velocidade de detonação, que aumentam a eficiência do desmonte destes maciços. O objetivo de uma pega de fogo é obter uma boa fragmentação e um bom empilhamento do escombros, para que a operação de remoção tenha bom rendimento (MARTINHO, 2012, p. 50).

Há duas formas diferentes de ocorrer a explosão: a deflagração e a detonação. A deflagração é uma combustão(oxidação) muito rápida e com velocidade crescente. Já na

detonação, a oxidação ocorre com velocidade alta, porém constante.

A escavação por detonação ocorre por meio da criação ao redor do furo, por compressão, de uma sequência de trincas radiais. A onda de compressão se propaga elasticamente no maciço e é refletida na superfície livre, criando trincas normais a essa. A junção das trincas fragmenta o maciço. Os gases da detonação, com alta pressão e temperatura, penetram as trincas e afastam os blocos, que durante o deslocamento se chocam aumentando a fragmentação (REDAELLI e CERELLO, 1998, p. 322).

6.4.1 Tipos de Explosivos

- **Explosivo Deflagrante:** Indicado para pequenos serviços, como corte de pedras, e consiste basicamente na pólvora negra, a qual abrange os diversos tipos baseados em KNO_3 e NaNO_3 .
- **Explosivo Detonante:** Indicados para os grandes serviços de desmonte incluem as dinamites, o nitrato de amônia, lamas explosivas e emulsões. As dinamites, compostas por nitroglicerina (nitrato de amônia, perclorato de K ou Na), geradoras de O_2 , serragem absorvente de nitroglicerina e elevadores de temperatura (pó de Al ou Mg), encartuchadas em papel plastificado, com diversos diâmetros. São de três tipos: comuns (para valas, desmontes subaquáticos), especiais (para rochas de dureza média, seca) e gelatinas (para rochas duras ou úmidas e para escavações subterrâneas). O nitrato de amônia, conhecido pela sigla ANFO, composto por nitrato de amônia (AN) e óleo diesel (FO), é um explosivo muito barato, mas sensível a água. As lamas explosivas (slurries), compostas por nitrato de amônia, TNT, Al em pó e água, são semilíquidos, baratos e insensíveis à água. As emulsões, compostas por ANFO, com cera e esferas de vidro de diâmetro de 0,1 mm, são semilíquidos, resistem à água e são seguros no manuseio (REDAELLI e CERELLO, 1998, p. 323).

6.4.2 Acessórios dos Explosivos

Os acessórios são todos os equipamentos e dispositivos destinados à detonação de cargas explosivas, incluem as espoletas e os cordéis detonantes. A espoleta é um recipiente que contém a mistura detonante e uma bigorna.

- **Espoletas comuns:** São compostas por estopim e cápsula. O estopim é formado por um núcleo de pólvora negra envolto por uma capa de fibra têxtil e plástico. Sua velocidade normal de queima do estopim é de 120 m/s($\pm 10\%$). A cápsula é feita de alumínio, é preenchida com explosivo e, em uma das extremidades, fica o estopim. Seu uso é comum em explosões de pequena força para blocos de pequenas dimensões(fogachos) e em pequenos serviços.
- **Espoletas elétricas:** Existem dois tipos de espoletas elétricas, as de detonação instantânea e as de tempo. As de detonação instantânea são compostas por uma cápsula de alumínio; um par de fios de comprimento compatível com a profundidade do furo e vedados com borracha na boca da cápsula; uma resistência elétrica que fica incandescente com a passagem da corrente elétrica; uma carga primária de alta sensibilidade, que detona quando a resistência se torna incandescente, e uma carga base que detona por efeito da carga primária e inicia a detonação do explosivo. A diferença entre as espoletas de detonação instantânea e as de tempo, é que as de tempo possuem um dispositivo de retardo entre a resistência e a carga primária, o qual possibilita um intervalo de tempo entre espoletas de número diferente. Ambas somente são utilizadas em escavações subterrâneas detonadas por corrente elétrica.
- **Espoletas não-elétricas:** Estão sendo substituídas pelas espoletas elétricas por serem mais seguras. São compostas por um tubo oco de plástico flexível, de diâmetro interno de 1,5 mm, cuja parede interna é revestida por uma camada fina de material pirotécnico.São utilizadas em escavações subterrâneas.
- **Cordel Detonante:** Consiste em um cabo com um núcleo explosivo(nitropenta) de alta velocidade coberto por fibras têxteis e PVC. Sua iniciação ocorre por meio de uma espoleta amarrada à sua extremidade. Seu tronco principal, por onde se inicia a detonação, pode ter ramificações que se ligam por meio de nós. Sua utilização é frequente em escavações a céu aberto.

6.4.3 Critérios de seleção de explosivos

Segundo Martinho (2012) há diversos tipos de explosivos, a melhor solução técnico-econômica é escolhida em função das características da obra e das redondezas e partir da análise das características da substância explosiva. Dessa forma, no cálculo do diagrama de fogo, seleciona-se o explosivo, observando os seguintes parâmetros:

- **Custo do explosivo:** O explosivo mais econômico é o ANFO, sendo um explosivo seguro mas com má resistência à água. No caso de rochas duras escolhem-se explosivos mais potentes (mais caros) e aplica-se um diagrama de fogo com cargas seletivas, isto é, opta-se pela divisão em carga de fundo com um explosivo de maior densidade e em carga de coluna com um explosivo de menor densidade.
- **Diâmetro do explosivo:** Deve-se observar o diâmetro crítico, pois alguns explosivos têm um diâmetro mínimo abaixo do qual não é aconselhável a sua aplicação, devido a probabilidade de não ocorrer a sua detonação completa.
- **Características do maciço rochoso e da rocha:** A força explosiva e a velocidade de detonação dos explosivos dependem da fraturação do maciço e a dureza da rocha. Assim, os maciços classificam-se em:
 - *Rochas maciças resistentes:* Possuem poucas fraturas e descontinuidades, por isso o explosivo tem que criar fraturas, através da energia de pressão. Para isso, aplicam-se os explosivos de elevada densidade e velocidade de detonação, como: o hidrogel, emulsões e gelatinas.
 - *Rochas muito fissuradas:* Nesse caso, não são utilizados explosivos de elevada energia de pressão, mas os que geram grande quantidade de gases, como o ANFO.
 - *Maciço rochoso formado por grandes blocos entre descontinuidades bastante espaçadas:* Nesse tipo de maciço, a fragmentação depende principalmente da geometria da pega de fogo (localização dos furos) e nem tanto dos explosivos. Por isso, aplicam-se explosivos com uma relação equilibrada de pressão/gases, como o ALANFO ou o ANFO pesado.
 - *Rochas porosas:* São rochas que amortizam a pressão do explosivo de tal forma que o trabalho útil é feito pelos gases. Nesse caso, aplica-se o ANFO.

- **Volume de material rochoso a desmontar:** O consumo de explosivo depende do tamanho da obra. Em grandes obras, o carregamento pode ser feito a granel, o que diminui os custos da mão-de-obra e também tem a vantagem do explosivo aproveitar todo o volume do furo.
- **Condições atmosféricas:** As temperaturas baixas afetam os explosivos que têm nitroglicerina, pois estes congelam em temperaturas menores que 80⁰C. Por outro lado, o manuseamento de explosivos em altas temperaturas, é perigoso. Contudo, esses riscos são menores com o hidrogel. O ANFO, por sua vez, não se altera em temperaturas baixas, mas com temperaturas elevadas tem de se controlar a evaporação do combustível.
- **Presença de água nos furos:** Nesse sentido, os explosivos gelatinosos são resistentes à água; os pulverulentos são pouco resistentes à água; e os slurries e emulsões têm boa resistência à água. Quando houver água, caso se pretenda aplicar ANFO e os furos tiverem pouca água, pode-se embalar o ANFO em sacos de plástico, e se os furos tiverem muita água deve-se fazer bombeamento. Se isso não for possível, então deve-se optar por outro explosivo.
- **Terrenos reativos:** São terrenos que contêm sulfuretos, que podem reagir com os explosivos, originando potenciais riscos. Por isso, nesse caso, deve-se utilizar emulsões.
- **Problemas ambientais:** Os explosivos que têm maior energia de pressão são os que transmitem maiores vibrações ao maciço, sob esse aspecto, é melhor usar o ANFO do que o Hidrogel.
- **Fumos e sua toxicidade:** Os fumos são um critério principal em trabalhos de desmonte subterrâneo, onde se aplicam sistemas de ventilação eficientes desde as frentes de trabalho até a boca do túnel. Contudo, é impossível evitar a formação de gases. Mas, nesse aspecto, os explosivos gelatinosos (dinamites) são bons para o desmonte em ambiente subterrâneo.
- **Condições de segurança que têm de ser observadas:** Os explosivos gelatinosos têm grande sensibilidade. Assim, se na pilha de escombros, sobram cargas por detonar, pode acontecer um grave acidente para os trabalhadores no momento do carregamento do escombros pela pá carregadora.

6.4.4 Desmonte de Contorno

Segundo Martinho (2012), a energia que não é aproveitada no processo de fragmentação é transmitida ao maciço rochoso sob a forma de vibrações, reduzindo a sua resistência estrutural e causando sobreescavação e sobrefraturação. Estima-se que a energia aproveitada para realizar trabalho útil é da ordem de 15% (JIMENO²⁵ et al, 2003 apud MARTINHO, 2012, p. 93). Como consequência, criam-se novas fraturas, e as que já existiam são abertas, reduzindo a resistência do maciço e gerando os overbreaks.

Os overbreaks e as sobrefraturações oneram os serviços de escavação, transporte e acabamento do túnel, além de aumentar o fluxo de água que chega a este. Por isso, as superfícies das escavações devem ser detonadas com cautela para economizar concreto de estruturas, minimizar a necessidade de manutenção ou de revestimento, e também para diminuir as ondas sísmicas, por interferência e reflexão (REDAELLI e CERELLO, 1998, p. 325). Com esse objetivo, existem alguns métodos de corte das superfícies finais chamados de fogo controlado de contorno. Esses métodos são o pré-fissuramento, o fogo cuidadoso e a perfuração em linha.

- **Pré-fissuramento**

O pré-fissuramento (pre-splitting) é feito por meio da criação de uma trinca plana entre os eixos dos furos que limitam a superfície final. A trinca, por sua vez, resulta da detonação antecipada dos furos de contorno sobre o restante do fogo e não cria fendas secundárias fora do seu plano. Segundo Redaelli e Cerello (1998) “esse resultado é obtido furando com muita precisão, com um espaçamento entre furos de 10 a 15 vezes o diâmetro do furo, carregando com pouco explosivo (não mais de 400 g/m² de superfície), regularmente distribuído ao longo dos furos com espaçadores e desacoplando o explosivo da parede do furo, usando diâmetro bem menor que o do furo. Todos os furos do pré-fissuramento devem ser detonados na mesma espera”.

²⁵ JIMENO, C.L.; BERMÚDEZ, E.L.; GACÍA, P. **Manual de perforación y voladura de rocas**. Editor, Madrid, 2003 apud MARTINHO, J.F.C. **O uso de explosivos na escavação de túneis: implementação do dimensionamento de diagramas de fogo em folhas de cálculo**. 2012. 146f. Dissertação de mestrado (Mestre em Engenharia Civil) – Especialização em Geotecnia. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2012

- **Fogo Cuidadoso**

O fogo cuidadoso é uma técnica de desmonte escultural semelhante à detonação amortecida, porém aplicada em abóbadas de túneis ou contornos de escavações subterrâneas diversas. Consiste em planejar e executar furos sub-horizontais ao longo das linhas de contorno de uma abóbada de túnel ou câmara subterrânea. Estes furos têm espaçamentos reduzidos, entre 0,40 e 0,60 m, e devem ser acionados na detonação da frente (cabeceira), no último tempo da escala de retardos.

Assim como nas técnicas descritas anteriormente, as cargas explosivas também devem ser espaçadas nos furos utilizando-se o cordel detonante, com distribuição entre 0,15 a 0,30 kg/m de furo. Uma técnica bastante empregada também é a de se espaçar as cargas explosivas com cordel detonante e se fixar preliminarmente o conjunto em taliscas de madeira ou lascas de bambu, para depois colocar estas cargas nos furos do smooth blasting. São chamados “churrasquinhos”.

Em muitas situações, os melhores resultados do fogo cuidadoso são obtidos com espaçamentos ainda mais reduzidos ou até mesmo com a intercalação de furos vazios. Uma prática comum do pré-fissuramento também está se tornando usual no emprego do smooth blasting: o carregamento dos furos somente com cordel detonante tipo NP-40 ou NP-60 e uma pequena carga explosiva no fundo de cada furo.

É sempre bom lembrar que o espaçamento entre furos e a disposição e a distribuição das cargas explosivas, devem sempre ser ajustados de acordo com as condições geomecânicas locais do maciço em escavação.

- **Perfuração em linha**

A perfuração em linha (line drilling) consiste na perfuração de uma fileira de furos alinhados, espaçados de 2 a 4 vezes o diâmetro, deixados sem carga do desmonte do fogo principal. Desta forma, essas perfurações, tão próximas, atuam como pontos concentradores de tensões e guia das fraturas, para criar um plano de fraqueza entre eles.

6.5 EQUIPAMENTOS DE ESCAVAÇÃO, PERFURAÇÃO E TRANSPORTE

A escolha dos equipamentos de escavação é direcionada, principalmente, pelos critérios de classificação do maciço e pela sua escavabilidade. Contudo, outros fatores como os ambientais, econômicos, geográficos, estruturais, de risco, a própria geometria da escavação, rendimento e o consumo de bits do equipamento podem influenciar a determinação dos equipamentos utilizados. Essa etapa da construção de um túnel, é muito importante pois, o tipo de equipamentos usados na sua concepção dita o tempo necessário para a conclusão do ciclo definido.

- **Máquinas de ataque pontual**

São utilizadas na escavação em seção parcializada e são compostas por uma cabeça giratória, dotada de elementos de corte, montadas sobre braço articulado e um sistema de recolha e transporte do material. As fresas mecânicas e as roçadoras são exemplos desse tipo de maquinário. Seu uso é indicado para maciços de rochas pouco abrasiva, com baixa tenacidade e com fraturação, nos quais a resistência à compressão seja entre 80 e 120 MPa (LOUREIRO, 2008).

Figura 23 – Fresadora



Fonte: www.erkat.de/pt/

- **Tuneladoras**

As tuneladoras ou TBM (Tunnel Boring Machines) são máquinas utilizadas na escavação e aplicação do suporte de túneis, com secção transversal simples ou múltipla, de forma geralmente circular, existindo também outras formas como por exemplo a quadrada. São mecanismos muito automatizados, apreciados pela sua eficiência em diversos tipos de terreno,

mostrando uma versatilidade que vai das rochas mais duras até terrenos arenosos.

Figura 24 - “Tatuzão” ou TBM



Fonte: <http://www.adifaltavelocidad.es>

- **Martelo de Coluna**

Os martelos de coluna são perfuratrizes manuais leves, acionadas por ar comprimido ou por motores a explosão ou elétricos. Os marteletes mais modernos possuem acionamento hidráulico (GERALDI²⁶, 2011 apud MASCARENHAS, 2014, p. 29). Segundo, Mascarenhas (2014), “para a execução de furos sub-horizontais ou horizontais, e até mesmo furos verticais ascendentes, as perfuratrizes manuais podem ser fabricadas com uma potência maior e equipadas com um sistema de avanço acoplado ao conjunto. Este recurso permite a sustentação e o posicionamento correto da ferramenta para a execução dos furos nestes casos específicos”.

Além de efetuar perfurações, os martelos de coluna também são utilizados na instalação de tirantes para travamento do maciço.

²⁶ GERALDI, J. L. P. **O ABC das escavações de rocha**. Editora Interciência, Rio de Janeiro, 2011 apud MASCARENHAS, A.M. **Estudo de caso: escavação e tratamento para emboque de túnel em rocha utilizando o método NATM - região portuária, centro do Rio de Janeiro/RJ**. 2014. 64f. Monografia(Graduação em Engenharia Civil) –Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

Figura 25 - Martelo de coluna



Fonte: Tornibras.

- **Perfuratriz Hidráulica ou Jumbo**

Consistem em um equipamento composto por uma carreta com duas ou mais perfuratrizes, montadas em braços hidráulicos, dotados de movimentação independente, que permitem a execução de furos em toda a área da seção de escavação. Geralmente, o Jumbo possui tecnologia avançada para o controle e direcionamento dos seus braços, para diminuir os erros de embocamento e de alinhamento. Para a sua operação, elabora-se, previamente, o plano de fogo num programa específico e insere-se no seu microcomputador. Uma vez que o plano de fogo é reconhecido, o ponto zero ou o ponto de referência é projetado na frente através de um laser. Em seguida, o manobrador coloca o braço mais próximo sobre o ponto definido pelo laser, reconhecendo a coordenada do ponto, iniciando assim, automaticamente, o plano pretendido.

Durante a utilização o equipamento deve estar ligado a um quadro elétrico, através de uma ficha trifásica, pois necessita de uma corrente de 400 ampéres, dos quais 375 são distribuídos pelos três braços. É ainda necessário fazer uma ligação para o fornecimento de água aos hidropressores, que enviam água para as brocas de perfuração, para que não atinjam temperaturas elevadas e para garantir melhor lubrificação entre o maciço e a broca

A principal vantagem do Jumbo é proporcionar alta produtividade.

Figura 26 - Jumbo

Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

- **Rompedores Hidráulicos**

Ampla utilização na etapa de bate-choco das escavações de túneis utilizando a metodologia Drill and Blast. Também são utilizados para quebrar e fragmentar rochas, principalmente em maciços mais fraturados e alterados, blocos isolados e matacões provenientes da detonação das rochas, e para fragmentar maciços que estejam mais fraturados (VILLAS-BÔAS, 2011). Possuem grande flexibilidade e manobrabilidade, menor custo, rápida ventilação na frente e permitem maior acessibilidade à frente.

Figura 27 - Rompedor

Fonte: Andre Pelegrina.

- **Escavadeira Hidráulica**

São equipamentos com propulsão a diesel que possuem um grande braço articulado com uma concha, também articulada, na extremidade. Sua principal característica é possuir grande alcance, já que é possível girar em torno de um eixo central sobre suas esteiras.

Figura 28 - Escavadeira



Fonte: Curso de Máquinas.

- **Carregadeira de Rodas**

As carregadeiras são equipamentos sobre quatro rodas que possuem uma concha grande na frente. Possuem maior mobilidade, devido a presença de rodas, e por isso podem transportar o material por maiores distâncias. São utilizadas para carregar os escombros para o caminhão basculante. Essa operação é facilitada pela longa extensão do braço, que permite uma elevada altura de descarga, assim como um alcance considerável, o que facilita o carregamento de caminhões de caixa alta.

Figura 29 - Carregadeira de rodas



Fonte: Deere&Company.

- **Caminhões Basculantes**

São caminhões com uma caçamba acoplada na carroceria, utilizados para transportar o material de escavação para seu destino final, seja um DME (Depósito de Material Excedente) ou uma central de britagem.

Figura 30 - Caminhão basculante



Fonte: Trânsito Aracaju.

- **Manipulador**

São veículos sobre rodas que possuem uma lança retrátil com uma plataforma de trabalho acoplada na sua extremidade, cuja função é auxiliar na realização do carregamento da frente de trabalho com explosivos e na execução de tirantes na abóboda do túnel.

Figura 31 - Manipulador



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

7 SISTEMAS DE SUPORTE

A abertura de uma cavidade subterrânea para a construção de um túnel, altera o estado de tensões pré-existentes do maciço, sendo necessária a utilização de elementos que proporcionem estabilidade a escavação. Esses elementos, também conhecidos como revestimento primário, melhoram as características de resistência do maciço, ao conter suas deformações e deslocamentos e ao recompor o seu confinamento. Ou seja, efetuam tensão no maciço mantendo-o em equilíbrio e garantindo a estabilidade da seção do túnel até a execução do revestimento final. Nos tópicos a seguir serão tratados os cinco tipos de suporte mais utilizados em túneis.

7.1 ANCORAGEM

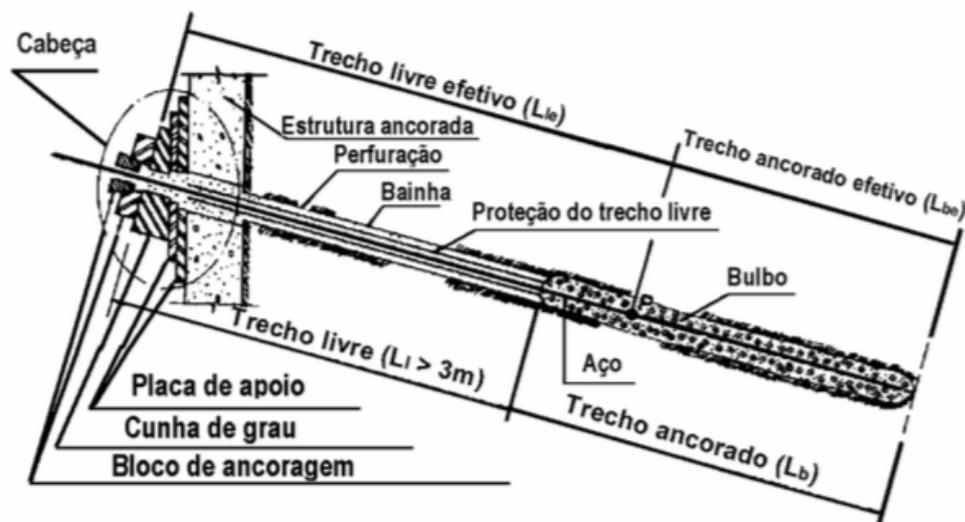
Elemento resistente introduzido no maciço através de perfurações executadas com equipamentos de rotopercussão a ar ou hidráulicos. Geralmente é constituída por barra de aço, no entanto também é possível utilizar barra de fibra de vidro, quando tratar-se de ancoragem provisória. Sua função é estabilizar as fraturas e planos de descontinuidade, para evitar a queda de blocos instáveis e o escorregamento de superfícies, que possuem as descontinuidades mergulhando na direção contrária à frente de escavação. As ancoragens subdividem-se em ativas, conhecidas como tirantes, e passivas, também chamadas de chumbadores.

7.1.1 Tirantes

No sistema de atirantamento, a rocha é perfurada; as barras são introduzidas e fixadas, mecanicamente ou por aderência de resina de poliéster, e então tracionadas, exercendo um esforço de compressão no maciço. A fixação mecânica consiste na utilização de um dispositivo, preso a extremidade interna da barra, que se expande com o giro da própria barra e se fixa na parede da perfuração. Já a fixação por aderência é feita com o uso de dois tipos de resina: de pega rápida na extremidade do tirante, para sua fixação; e a de pega lenta, ao longo

da barra, que a protege contra a corrosão. O tracionamento das barras, denominado protensão, é realizado aplicando-se um torque a porca, localizada na extremidade da barra, que pressionará a placa de apoio. É por meio da protensão que são estabelecidas as zonas de compressão, denominadas bulbos de compressão, responsáveis pela sustentação dos blocos instáveis. As partes constituintes de um tirante encontram-se representadas na Figura 32.

Figura 32 - Esquema de um tirante



Fonte: Yassuda e Vieira Dias, 1998.

Como ilustra a figura 32, o tirante é dividido em 3 partes:

- **Cabeça:** Responsável por suportar a estrutura, possuindo os seguintes componentes principais: placa de apoio, cunha de grau e bloco de ancoragem. A placa de apoio é uma(ou mais) chapa metálica que distribui a carga do tirante; a cunha de grau é um cilindro que alinha o tirante em relação a sua cabeça; e o bloco de ancoragem, peça que prende o tirante na cabeça (porcas, cunhas ou botões). As porcas são utilizadas em tirantes de barra com rosca; as cunhas, em tirantes de fios ou cordoalhas múltiplas; e os botões também para fios ou cordoalhas múltiplas, porém estes são posteriormente prensados formando um bulbo maior.
- **Trecho Livre:** Região onde o aço se encontra isolado da calda de injeção. Os fios ou cordoalhas são normalmente engraxados, envoltos individualmente por tubos plásticos e, em algumas situações especiais, o conjunto é ainda protegido no interior de um tubo adicional para garantir proteção extra. Na transição entre os trechos livre e ancorado, os tubos são vedados com massa plástica para não permitir o contato da calda de

cimento com o tirante no trecho livre”(Apostila PUC-RIO).

- **Trecho Ancorado:** Região encarregada de transmitir ao solo os esforços suportados pelo trecho livre, formada pela injeção de calda de cimento.

7.1.2 Chumbador

Para a aplicação dos chumbadores, é feita a perfuração da rocha e colocação dos cartuchos de resinas; posteriormente inserem-se as barras de aço, injeta-se a nata de cimento, posiciona-se a placa metálica e aplica-se a presilha. Assim como no tirante, uma das extremidades do chumbador deve ser ancorada em região estável do maciço e a outra na cavidade. Dessa forma, ao ocorrer o deslocamento de um bloco, o chumbador é tracionado e mobiliza esforços no maciço.

Figura 33 - Esquema de um chumbador



Fonte: Wittke, Piral e Erichsen²⁷(2006, apud Serrano, Melro, Cunha, 2013, p. 60)

7.2 CAMBOTAS METÁLICAS

As cambotas são formadas por perfis metálicos, calandrados ou soldados, barras, vergalhões ou treliças de aço colocados com espaçamento entre 0,5 a 1,5m, dependendo das condições geológicas do maciço. Esses elementos são aparafusados ou soldados com o

²⁷ WITTKKE, W.; PIERAU, B.; ERICHSEN, C. **New Austrian Tunneling Method (NATM): Stability Analyses and Design.** 2006. WBI Print. Disponível em: <<http://www.wbionline.de/download/>>. Acesso em: 06 dez. 2013 apud SERRANO, C.E.A.; MELRO,F.C.A.; CUNHA,G.A. **Projeto e construção de túneis através de escavação convencional- NATM.** 2013. 154f. Monografia(Graduação em Engenharia Civil) –Escola de Engenharia Mauá, São Caetano do Sul, 2013.

formato do arco superior do túnel, para se amoldarem a superfície escavada. Geralmente são utilizadas quando o tempo de autossustentação do maciço é muito reduzido, pois escoram parcialmente os empuxos resultantes da deformação do maciço, transferindo as cargas para o piso do túnel.

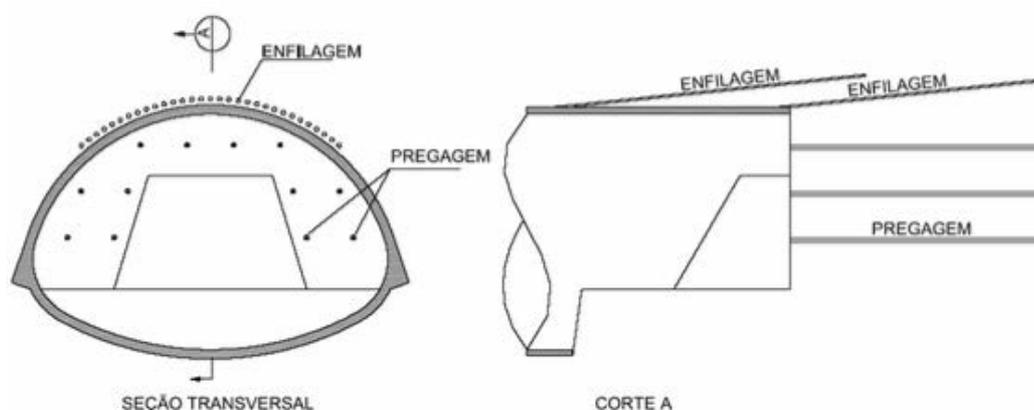
Sob o ponto de vista geológico, são utilizadas quando há travessias de falhas e zonas cisalhadas, e trechos de rocha muito alterada ou de solo, detectados no mapeamento geológico. Segundo Dobereiner, Vaz e Minicucci (1998, p. 379):

Em túneis construídos em maciço de solo, os pés das cambotas podem ser apoiados em sapatas de concreto para adequar a distribuição dos esforços à capacidade de carga do solo. Em solos de baixa capacidade de carga, ou quando ocorrem esforços laterais, os pés das cambotas podem ser travados entre si, por meio de segmentos de cambotas instalados sobre o piso ou por uma camada de concreto projetado ou concreto armado, aplicada sobre o piso, constituindo um arco invertido, também conhecido como invert.

7.3 ENFILAGENS

São reforços de maciço de solo, instalados acima da abóbada do túnel, para minimizar os deslocamentos e aumentar o tempo de autossustentação (Figura 34). Assim, garantem a estabilidade do teto necessária a escavação em solos de baixa resistência. Adiante serão tratados os quatro tipos de enfilagem.

Figura 34 - Ilustração da enfilagem e pregagem



Fonte: DER/SP, 2005.

7.3.1 Enfilagens Cravadas

São de execução muito simples, introduzidas com auxílio de marteletes pneumáticos, aplicadas em túneis de até 3m de diâmetro (TEIXEIRA, 1995). Podem ser constituídas por barras de aço ou chapas de aço, geralmente com cerca de 3m de comprimento. As enfilagens de comprimentos menores são chamadas de marchavante. De acordo com Serrano, Melro e Cunha (2013, p. 105), essa técnica é utilizada para estabilidade de teto de solos deslocantes, pois minimiza sobre-escavações (overbreak) e proporciona segurança para a equipe de trabalho.

7.3.2 Enfilagens Injetadas

São introduzidas no maciço através de perfurações, sendo aplicadas em túneis de diâmetros maiores, podendo alcançar de 10 a 20 m adiante da frente de escavação (TEIXEIRA, 1995). Subdividem-se em:

- **Enfilagem Tubular**

Consiste na introdução de um tubo de aço na perfuração, através do qual será feita a injeção de cimento por meio de válvulas manchete ou pela extremidade do tubo.

- **Enfilagem de Bulbo Contínuo**

Nesse tipo de reforço, a calda de cimento é injetada de dentro para fora da perfuração, formando um bulbo contínuo de solo-cimento. Em seguida, introduze-se a barra ou tubo de aço, concêntrico a bulbo.

7.4 CONCRETO PROJETADO

O concreto projetado constitui-se numa mistura pastosa de água, cimento e areia, podendo conter aditivos, que é projetada como um jato de alta velocidade, formando uma camada sobre a superfície a ser tratada (DOBEREINER; VAZ e MINICUCCI, 1998, p. 379). A projeção do jato provoca uma deformação de pequena magnitude no maciço, evitando a perda de coesão e a ocorrência de deformações maiores que instabilizam a superfície.

O jato é transportado através do mangote da bomba de projeção até o bico projetor, sob pressão de ar comprimido, podendo ser aplicado por dois sistemas de projeção: via seca e via úmida.

Na projeção por via seca, a mistura é bombeada a seco, em fluxo de ar de alta velocidade, adicionando água apenas no bico de projeção ou alguns metros antes dele. O controle de adição de água é feito pelo “mangoteiro”(funcionário que aplica o concreto projetado). Esse sistema possui algumas vantagens como permitir altas velocidade de projeção e, portanto, melhor compactação e impermeabilização; fácil interrupção da projeção, maior aderência às superfícies úmidas; e utiliza menos cimento e aditivo acelerador.

Na projeção por via úmida, efetua-se, na usina dosadora, a mistura do cimento, agregado e água que é inserida no equipamento de projeção. A mistura é bombeada pelo mangote e no bico projetor aplica-se o aditivo. Suas vantagens são permitir o melhor controle das características tecnológicas da mistura; reduzir a reflexão da mistura na superfície tratada; ser independente das habilidades do mangoteiro; e grande produção.

Segundo Serrano, Melro e Cunha (2013, p. 52), o concreto projetado possui como inconvenientes a reflexão, os deslocamentos e a sombra. Chama-se reflexão a parte do concreto projetado que não permanece incorporada a superfície, por causa do impacto com superfícies duras como solo, camada anterior de concreto projetado ou armação. Esse material não pode ser reaproveitado e ainda pode causar obstrução na região próxima a frente de projeção, por isso é considerado um desperdício. Em vista disso, deve-se observar alguns fatores influenciam esse fenômeno: ângulo e distância de projeção; pressão do ar; dimensão máxima dos agregados; consumo de finos; teor de aditivos e relação água cimento. O deslocamento é a massa de concreto que, após a projeção de camadas espessas, desprende-se da superfície devido à falta de aderência entre o concreto projetado e o maciço. Pode ser causado pela rugosidade do maciço ser muito lisa, pela presença de carbonato de cálcio ou pela projeção de concreto sobre material solto. Como medida preventiva, adota-se a projeção da camada por etapas de concreto e a preparação da superfície de projeção por meio do umedecimento ou do aumento da rugosidade. Considera-se sombra, o vazio formado atrás das armaduras (tela metálica ou cambota), causado, principalmente, pela má aplicação do concreto projetado. Com o objetivo de evitá-la, recomenda-se a projeção do concreto com movimentos circulares, de forma a preencher os vazios atrás das armaduras, a partir dos espaços inferiores e laterais.

Amaral Filho (1995), salienta alguns cuidados e medidas que melhoram o desempenho concreto projetado:

O concreto projetado deve ser aplicado com a maior pressão possível para assegurar compacidade adequada. Entretanto, em maciço menos resistentes, a pressão deverá ser reduzida, de forma a evita seu deslocamento. Podem ser usados diversos aditivos, geralmente para acelerar a pega do cimento e para melhorar as características de bombeamento da mistura. Fibras de aço e de polipropileno têm sido usadas para melhorar a resistência à tração e, principalmente, a ductibilidade do concreto projetado. Mais recentemente, tem sido adotada a incorporação de areia quartzosa, de granulometria muito fina, chamada microssílica, especialmente para melhorar a aderência do concreto projetado.

Quanto ao dimensionamento da espessura da camada, a determinação ainda é basicamente empírica. Contudo, para o cálculo, existem os chamados método de convergência x confinamento para túneis e os modelos numéricos para simulação dos esforços, que não serão tratados nesse trabalho. Geralmente, a espessura da camada de concreto projetado para solos residuais e rochas sedimentares brandas é de até 25 cm, para suporte temporário; e duas camadas com espessura de 25 cm cada uma, para suporte definitivo. Em túneis em rocha dura, quando utilizado como suporte definitivo, o concreto projetado tem espessura de 5, 10 ou 15 cm, com ou sem a tela metálica.

7.5 TELA METÁLICA

São armaduras pré-fabricadas compostas por fios de aço nervurados, longitudinal e transversalmente, de alta resistência mecânica, sobrepostos e soldados entre si em todos os pontos de cruzamento (nós), por corrente elétrica (caldeamento), formando malhas retangulares (SERRANO; MELRO e CUNHA, 2013, p. 55). Desempenham a função de aumentar a resistência à tração do revestimento primário; além de proporcionar segurança contra a queda de pequenos blocos de rocha antes da aplicação do concreto projetado.

7.6 FIBRAS

Assim como a tela metálica, auxiliam no aumento da resistência à tração do revestimento primário. Sua inclusão no concreto projetado reduz o tempo de aplicação do revestimento primário se comparado ao sistema equivalente com a instalação da tela metálica, que requer

tempo para o posicionamento das telas. Atualmente, as mais utilizadas são as fibras de aço, vidro, carbono e polipropileno.

8 MEDIDAS CONSTRUTIVAS AUXILIARES

São adotadas quando o comportamento do maciço não demonstrar estabilidades e deformações admissíveis para a execução do túnel, concebido por meio das medidas construtivas adotadas em projeto. Seus objetivos são melhorar as propriedades geomecânicas do maciço; aumentar a velocidade do avanço, cumprindo os prazos; assim como diminuir os custos do empreendimento.

8.1 TRATAMENTO DE MACIÇOS NATURAIS

Todo obra de engenharia, construída sobre um maciço natural, impõe novas solicitações que, as vezes, não são suportadas pelo maciço. Assim, se faz necessário reforçar as características ou propriedades do maciço, através de técnicas chamadas de tratamento de maciços (DOBEREINER e VAZ, 1998, p. 361). Essas técnicas aumentam a rigidez e a resistência do maciço, o que aumenta o tempo de autossustentação, reduz as deformações da superfície e a permeabilidade segurança com o intuito de adquirir estabilidade e segurança durante as escavações.

8.1.1 Drenagem

A presença da água no solo, na escavação de túneis abaixo do lençol freático, pode acarretar em uma série de problemas, como: inundações e instabilidade da frente de escavação por erosão interna de fino (carreamento do solo); colapso do túnel, levando a interrupções prolongadas da obra; além de causa patologias nas estruturas e na impermeabilização do túnel. Além disso, a presença da água afeta o ciclo de avanço do túnel, pelas dificuldades de manuseio do material saturado escavado e pelas condições difíceis de movimentação dos equipamentos. Dessa maneira, a drenagem exerce importante função ao recolher e conduzir as águas que afloram durante a escavação.

Os sistemas de impermeabilização e o de drenagem relacionam-se, principalmente no

período de construção, pois ambos os sistemas objetivam proteger a estrutura das consequências maléficas do fluxo de água. Existem duas maneiras de se prevenir da ação da água: uma delas é reforçar ao máximo a impermeabilização da estrutura, impedindo-se a ação da água; e a outra consiste em permitir a passagem da água, controlando a sua entrada com o uso de dispositivos de drenagem, visando conduzi-la ao exterior. Geralmente, a melhor solução não aplicar os sistemas isoladamente, mas sim conciliá-los, na busca da melhor eficiência.

É importante atentar para o fato de que boa parte dos problemas verificados em obras de contenção de talude relaciona-se com deficiências de drenagem. Uma vez que as drenagens são intervenções auxiliares, constituem elementos tão importantes quanto a estrutura em si. Por isso, deve ser feito durante a fase de projeto, uma avaliação e determinação das posições e fluxos do lençol freático, para o correto ajuste no sistema de drenagem, além de posterior manutenção dos elementos.

O sistema de rebaixamento resulta no abaixamento da superfície do freático, quase sempre com o uso de bombas hidráulicas. Sua eficiência depende da permeabilidade, da proximidade dos limites hidrogeológicos, do coeficiente de armazenamento e dos níveis hidrostáticos dos aquíferos (DOBEREINER e VAZ, 1998, p. 362).

Nem sempre a melhor solução para evitar a presença de água é o rebaixamento dos níveis aquíferos, devido a fatores como os impactos ambientais, fenômenos de fluência e assentamentos (recalques). Segundo Azevedo e Albuquerque Filho (1998, p. 128), a redução no conteúdo de água implica na redução no “apoio” proporcionado pelo fluido às camadas sobrejacentes e como consequência aumenta-se a carga sobre a parte sólidas, provocando sua deformação e variação de volume, que caracterizam o adensamento. Por isso, esta é uma solução pouco utilizada, sobretudo quando se trata de instalações permanentes. Ao invés disso, são adotadas cortinas estanques subterrâneas, recorrendo a injeções de caldas, ao congelamento dos terrenos, às cortinas de estacas prancha, tangentes ou secantes, a paredes moldadas e a técnicas de electrosmose (LOUREIRO, 2008, p. 48). Algumas das técnicas para rebaixamento de freático serão tratadas nos tópicos seguintes.

- **Dreno Horizontal Profundo(DHP)**

É uma metodologia de drenagem localizada e profunda, aplicada para drenar horizontes ou feições do maciço circundantes ao túnel. Seu princípio consiste em instalar no maciço uma tubulação com pressão atmosférica, que permitirá o alívio das pressões confinadas no maciço. Normalmente são posicionados individualmente, mas podem ser dispostos em arranjos com espaçamento variável. Esse elemento capta as águas distantes da face do talude antes que nela aflorem e as conduz ao paramento, despejando-as nas canaletas.

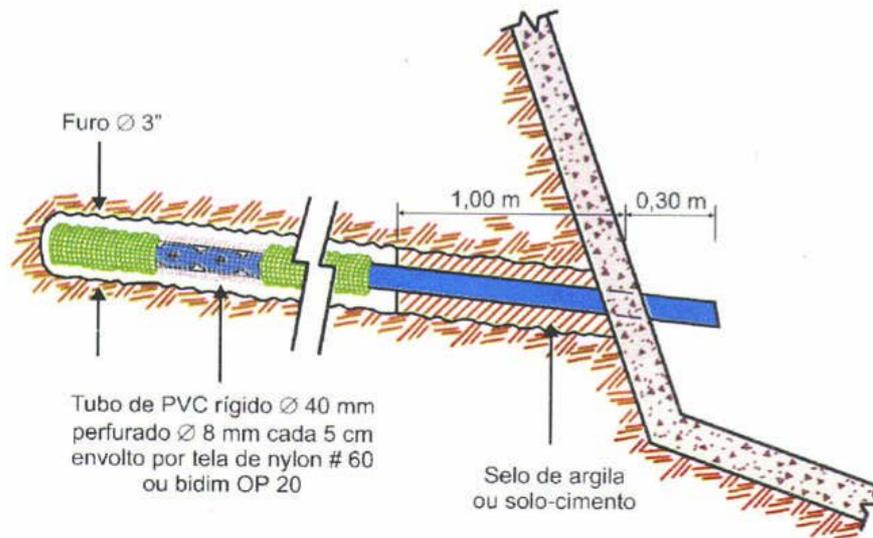
Os DHP's são executados com tubos drenantes, perfurados (ou micro- ranhurados), recobertos por manta geotêxtil (ou por tela de nylon) com comprimento entre 10 e 20 m, os quais são instalados em furos subhorizontais, previamente abertos por equipamentos de rotoperfuração (Figura 35). Podem ser utilizados como drenos gravitacionais ou com a aplicação de vácuo, para redução das pressões de água do maciço. São adequados para drenar a frente de escavação do túnel, em locais onde seria impossível a execução de poços verticais.

O procedimento de instalação dos DHP's consiste em realizar perfurações subhorizontais com inclinação de 5 a 10° para cima, para permitir a saída da água por gravidade. Em seguida, o tubo de PVC rígido com ranhuras é envolto em manta geotêxtil (para DHP em solo) ou tela de nylon(para DHP em rocha) e posicionado no furo. Depois, é feito o preenchimento do pré-filtro com areia e a instalação do selo impermeável.

O DHP também pode ser instalado com inclinação para baixo, quando a precipitação deve ser evitada, como no caso dos compostos de ferro que podem colmatar a entrada de água. Por isso, nesse tipo de dreno deve-se instalar um conjunto moto-bomba com acionamento elétrico e submersível, no interior do tubo filtro, e das tubulações para condução d'água.

Assim, devido a sua característica de aliviar a pressão no interior do maciço geológico, os DHP's constituem uma ferramenta essencial às melhorias das condições de tempo de auto-sustentação e execução do revestimento primário.

Figura 35 - Dreno horizontal profundo



Fonte: Zirlis et al., 1999.

Figura 36 - Rebaixamento do lençol com DHP



Fonte: Nares.

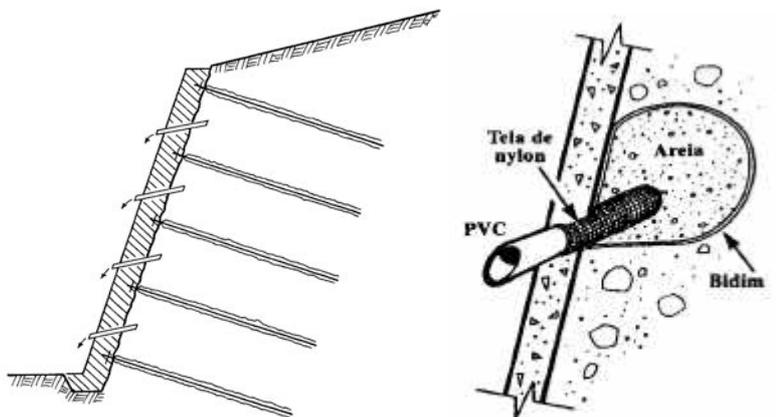
- **Drenos de Pareamento**

São peças que promovem o fluxo adequado das águas provenientes do talude, que chegam ao paramento. Dividem-se em barbacã e dreno linear contínuo.

Os barbacãs executam a drenagem superficial captando a água atrás e adjacente ao revestimento de concreto (Figura 37). A instalação do dreno tipo barbacã é feita com a

escavação de uma cavidade com cerca de 40x40x40cm preenchida com material arenoso, onde é colocado um tubo de PVC drenante com inclinação descendente.

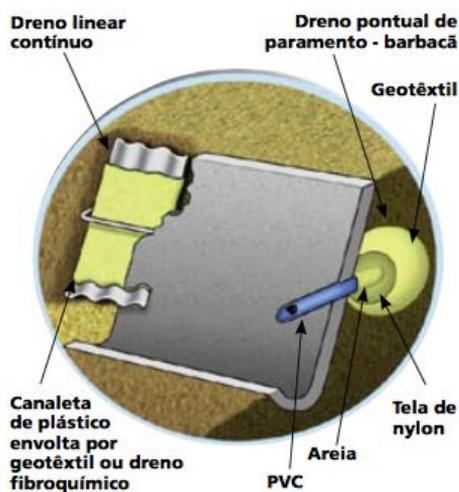
Figura 37 - Drenagem superficial



Fonte: adaptado de ABMS/ABEF, 1999.

O dreno linear contínuo é resultado da instalação, numa escavação, de calha plástica ondulada drenante, revestida por manta geotêxtil ou por dreno fibroquímico. Ele estende-se ao longo da direção vertical, da crista até o pé do talude afluindo na canaleta de pé (Figura 38).

Figura 38 - Dreno linear contínuo



Fonte: Zirlis et al., 1999.

8.1.2. Injeções

As injeções são técnicas nas quais aplicam-se caldas de injeção sob pressão, que preenchem os vazios do maciço, e após a cura melhoram suas condições por consolidação, confinamento ou impermeabilização. São aplicáveis em rochas e solos, principalmente em rochas fraturadas de baixa resistência e solos instáveis com alto índice de vazios.

As caldas de injeção são compostas por água e cimento, formando uma mistura fluida. A essa mistura adiciona-se bentonita, areia e pozolana. Também pode-se adicionar compostos de silicato e resinas, porém não é muito comum.

As injeções podem ser para impermeabilização ou consolidação. A injeção de impermeabilização, também chamada de vedação, é utilizada para impermeabilizar a frente de túneis quando é necessário excluir ou isolar a passagem de água. Já as injeções de consolidação aplicam-se em escavações subterrâneas de maciços muito fraturados, onde são executadas antes da escavação, a partir da superfície ou da frente de escavação. Também podem ser aplicadas para consolidar materiais soltos, oriundos do desabamento em túneis, permitindo a continuação da escavação.

Para a execução da injeção é preciso determinar a geometria dos furos, o espaçamento entre eles, a direção e inclinação das perfurações; as pressões de injeção; os critérios de recusa e os equipamentos de injeção. A geometria dos furos depende das características das discontinuidades; o espaçamento deve ser inferior ao espaçamento das fraturas e a atitudes dos furos; e a profundidade máxima dos furos é determinada pelo desvio admissível dos furos (2 a 3% com a vertical) (DOBEREINER e VAZ, 1998, p. 368).

8.1.3 Pregagem e Agulhamento

São um tipo de enfilagem empregado para estabilização provisória da frente escavação de túneis em solo. Sua função é fornecer tensão de confinamento horizontal, aumentando a resistência ao cisalhamento do solo.

Essa técnica consiste em instalar tubos de PVC rígido, injetados com calda de cimento, em perfurações horizontais feitas na frente de escavação. Conforme a escavação avança, a pregagem/agulhamento é destruída e refeita na próxima seção.

São usualmente aplicadas em solos de comportamento correção e podem ser utilizadas para redução das deformações, decorrentes dos efeitos da escavação.

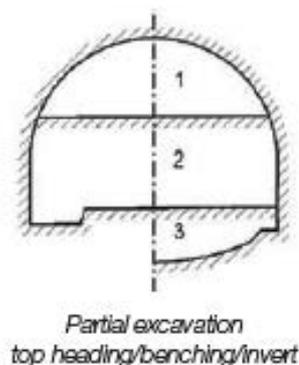
8.1.4. Parcialização da Seção

A sequência de escavação depende das características e propriedades do maciço e da área da seção transversal do túnel, que influem no tempo de auto-sustentação; características do sistema de suporte; deformações induzidas pelas escavações, internamente ao túnel e na superfície; características geométricas dos equipamentos de escavação; custos e prazos; e ainda pela influência de fatores externos, como fundações de edificações próximas ao túnel (SERRANO, MELRO e CUNHA, 2013). Existem dois métodos de avanço, o com seção plena e o com parcializada.

A seção plena inclui a calota e o rebaixo e é preferível do ponto de vista da rapidez do avanço e da remoção, sendo muito utilizada em túneis não urbanos (devido ao pequeno diâmetro) e em maciços autoportantes (com elevado tempo de autossustentação).

A seção parcializada é utilizada quando a seção do túnel é muito grande para o equipamento de furação ou, quando as características geomecânicas da rocha não permitem a escavação com seção plena. Assim é possível reduzir a área escavada exposta e, conseqüentemente, as deformações. Existem diversos formatos para a seção parcializada como calotas, bancadas, side-drifts, invert provisório e definitivo, e túnel piloto (Figuras 39 e 40). Segundo Martinho (2012), o sistema usual de seção parcializada divide o túnel em duas partes, uma superior e outra inferior. A parte superior é escavada como se fosse uma galeria e a parte inferior é feita em bancada, atrasada em relação ao avanço da parte superior. A bancada é executada depois do tratamento do teto e a perfuração pode ser horizontal ou sub-vertical.

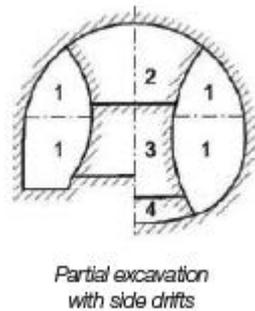
Figura 39 - Parcializada



1. Escavação da Calota
2. Escavação da Bancada
3. Escavação do invert

Fonte: Working Group 19, 2009.

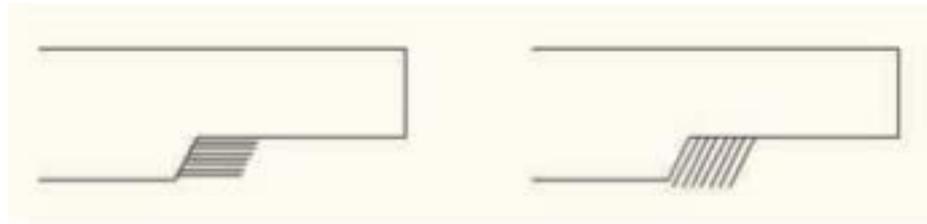
Figura 40 - Seção Parcializada



1. Escavação do Side-drift
2. Escavação da Calota
3. Escavação da Bancada
4. Escavação do invert

Fonte: Working Group 19, 2009.

Figura 41 - Parcialização em duas seções com bancada executada com perfuração horizontal e sub-vertical



Fonte: Gomes et al, 2007.

9 INSTRUMENTAÇÃO DE CONTROLE DE ESCAVAÇÃO

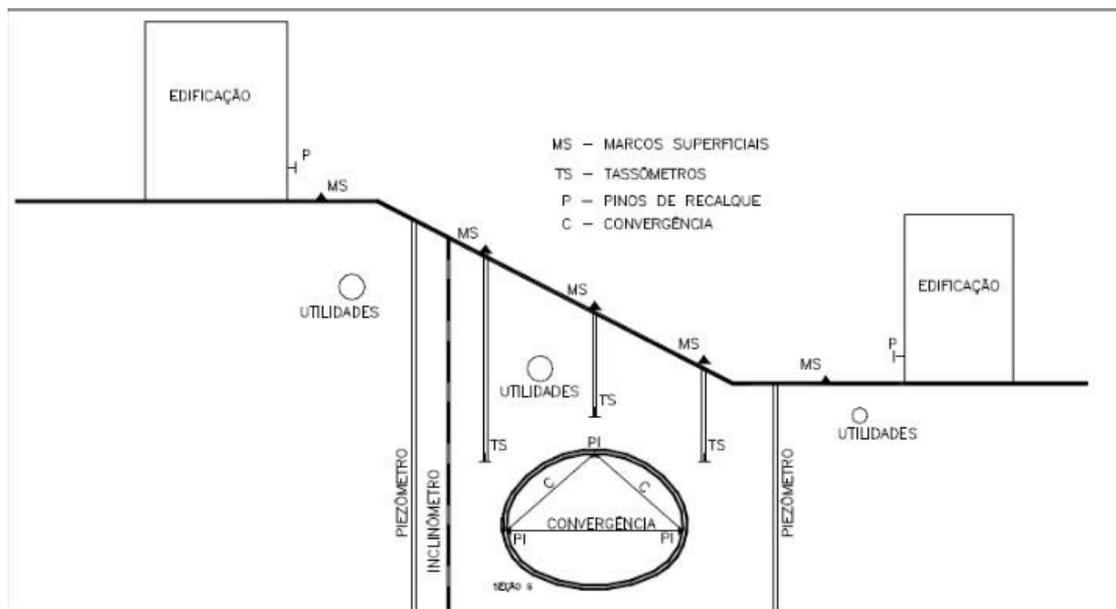
O projeto e a execução de um túnel são feitos com base em experiências anteriores, estudos geológicos, métodos empíricos e cálculos teóricos. Contudo, ainda assim, o projeto não é o ideal pois nunca as propriedades do terreno e o seu comportamento diante da escavação são perfeitamente determinados.

Por isso, para avaliar o comportamento do maciço escavado e tomar providências corretivas, são utilizados aparelhos de instrumentação que auxiliam no monitoramento do comportamento do maciço e das estruturas.

Dessa forma, os instrumentos de instrumentação fornecem dados como deslocamento,

inclinação, tensão e vazão, por meio de leituras em seções específicas, as quais são comparadas com deslocamentos e inclinações estimadas no modelo de cálculo, modelo constitutivo e análise numérica. Os equipamentos mais utilizados são os “benchmark”, extensômetro, inclinômetro, tassômetro, pinos e placas de recalque, os medidores de convergência e divergência e os piezômetros. A figura 42 exemplifica a localização dos equipamentos de instrumentação.

Figura 42 - Instrumentação de Túneis



Fonte: Murakami, 2011.

9.1 INSTRUMENTAÇÃO INTERNA

A instrumentação no interior do túnel é instalada à medida que a escavação avança e consiste na instalação de pinos de convergência (ou divergência), distribuídos uniformemente pela superfície do revestimento, ao longo do túnel. A medida de convergência (ou divergência) da seção é obtida com o auxílio de estações totais de alta precisão, que medem as distâncias relativas entre os pinos, denominadas cordas. Tais medidas são fundamentais pois indicam as deformações da superfície escavada, o que permite determinar as movimentações no maciço, a estabilidade túnel e a eficiência do suporte aplicado.

A partir dos dados obtidos são plotados gráficos da variação das corda com relação ao tempo, os quais são comparados com os valores previstos em projeto. A interpretação adequada dessas informações é fundamental na previsão de mecanismos de ruptura, que podem estar se desenvolvendo no interior do maciço. Uma vez que se identifique deslocamentos excessivos, deve-se adotar medidas corretivas para garantir a segurança da estrutura. Por outro lado, os valores menores que os aceitáveis permitem reajustes nos projetos, os quais impedem que se atinjam deslocamentos excessivos e evita os gastos com estruturas superdimensionadas.

Na instrumentação interna também é utilizado o extensômetro, com o objetivo de medir os deslocamentos dentro do maciço. Cravam-se barras radialmente no interior do maciço, cujo deslocamento é medido a partir do interior do túnel por meio de distômetro ou automaticamente por meio eletrônico. Os deslocamentos dentro do maciço são consequência do relaxamento do terreno e provocam aumento da carga sobre o revestimento. Sua verificação é necessária para a tomada de medidas de estabilização do maciço.

9.2 INSTRUMENTAÇÃO EXTERNA

Tem como objetivo monitorar o talude do emboque e dos arredores do túnel, através dos deslocamentos superficiais. Esses deslocamentos iniciam na geratriz superior do túnel escavado e se propagam até a superfície do terreno, região denominada bacia de recalques. Os movimentos superficiais do terreno, principalmente quando são diferenciais, podem produzir deformações na estrutura do túnel, quando alcançam proporção significativa. Os recalques diferenciais geram distorções angulares nas estruturas, aumentando o nível de tensões atuantes nelas.

Periodicamente são feitas medições de deslocamentos e piezometria, através de serviço topográfico com níveis de precisão e aparelhos tipo Estação Total, permitindo avaliar a variação destes marcos, tanto nas áreas dos emboques como ao longo do eixo do túnel. Os piezômetros e indicadores de nível d'água são posicionados em áreas próximas dos emboques e, se for o caso, ao longo do túnel, permitindo um monitoramento da variação progressiva do nível de água.

▪ **Medidor de nível d'água**

É composto por tubo de PVC de diâmetro variável (entre 19 e 40 mm), perfurado e com a parte inferior tamponada. Esse tubo é instalado em uma perfuração de sondagem e envolto na parte perfurada por filtro de areia ou manta sintética. Na superfície do terreno é feita uma caixa de proteção com sua identificação. A posição do nível de água em seu interior é determinada por um sensor elétrico ou por equipamentos que utilizam ondas eletromagnéticas.

▪ **Piezômetro**

O piezômetro é semelhante ao medidor de nível d'água, porém nele apenas o trecho perfurado é ajustado ao aquífero. Sendo que, o restante do furo é obstruído com calda de cimento ou argila bentonítica.

▪ **Inclinômetro**

Esse aparelho detecta os movimentos horizontais ao eixo da perfuração e os deslocamentos em avanço sobre a escavação. Seu objetivo é medir e localizar zonas de deformação do maciço e avaliar o seu desenvolvimento no tempo.

O sistema é composto por um sensor móvel (inclinômetro), um indicador digital portátil, um cabo elétrico e um tubo guia de alumínio ($\Phi = 85$ mm), instalado dentro de uma perfuração vertical de 6" de diâmetro. A partir desse tubo guia desce uma composição de tubos e luvas rebitados que se encontram solidarizados com o solo no fundo da perfuração.

O inclinômetro corre dentro do tubo guia através de rodas, sustentado pelo cabo de conexão, fornecendo assim a inclinação em relação a vertical de cada ponto de leitura do tubo guia. Geralmente as leituras são efetuadas com intervalos regulares de 50 cm ao longo da profundidade. Comparando-se as leituras de uma data com as da data inicial, tem-se a variação da inclinação em cada intervalo de medida.

▪ **Extensômetro**

Instrumento utilizado para medir os assentamentos, ou seja, os deslocamentos verticais do maciço rochoso, induzidos pela zona de relaxamento criada pela escavação. Consiste em uma base para apoio de relógio comparador, uma ou mais hastes tubulares com cabeça

retificada, tubo de revestimento e ancoragem para cada haste.

As ancoragens são fixadas nas paredes de furos sondagem e ligadas por fios ou barras metálicas à cabeça do extensômetro, localizada na boca do furo. À medida que o maciço se deforma, a distância entre a ancoragem e a cabeça do extensômetro varia, e estas alterações são medidas por transdutores individuais eletrônicos ou por deflectômetros mecânicos.

A primeira leitura realizada, considerada como referência, é denominada de zeragem e as seguintes são comparadas com essa de modo a determinar os deslocamentos. Os dados recolhidos devem ser tratados, sendo feita a correção dos deslocamentos, considerando o nivelamento da cabeça do extensômetro. Os resultados são representados graficamente com deslocamentos em função do tempo.

- **Marco Superficial**

É um ponto permanente de referência instalado na superfície do terreno para controle da sua movimentação.

- **Tassômetro**

O tassômetro é um instrumento de medição de recalques profundos, instalado em cotas determinadas em projeto. É composto por uma haste de tubo galvanizado, que se ancora no interior de um furo de sondagem, e que possui, na extremidade superior, uma calota esférica de latão para apoio da mira. As leituras de nivelamento são realizadas a partir de pontos fora da zona de influência (“Benchmark”).

- **Referência de Nível Profundo(Benchmark)**

São instrumentos de controle de recalque por nivelamento topográfico, constituídos por tubos de aço galvanizado de 25 mm de diâmetro instalados em furos de sondagem. Sua extremidade inferior é ancorada em terreno estável com calda de cimento e longitudinalmente, os tubos de aço são revestidos com tubos de PVC. O espaço entre o terreno e os tubos de PVC é preenchido com areia. Na extremidade superior do tubo tem-se uma cabeça metálica semiesférica, onde se apoia a mira. A diferença entre o “benchmark” (BM) e o tassômetro, é que o BM é instalado fora da área de influência da obra.

- **Pinos de Recalque**

São instrumentos para medição de recalques instalados na superfície do terreno, dentro da área de influência da obra, com o objetivo monitorizar os deslocamentos ocorridos, em

virtude da escavação. Sua fixação é feita com epóxi em um furo aberto na estrutura. A leitura dos dados é feita com recurso a equipamento topográfico, posicionado em “benchmarks”.

10 SERVIÇOS AUXILIARES

- **Ventilação**

O sistema de ventilação artificial é necessário para a retirada dos gases tóxicos, dos motores a combustão interna e das detonações para proporcionar ambiente de trabalho adequado aos colaboradores. Sua utilização é obrigatória para túneis cujo comprimento seja superior a 100 m.

A ventilação pode ser feita com instalações fixas ou com equipamento móvel por insuflação, aspiração ou mista desde que o suprimento de ar puro seja de 6 m³/min/homem, mais 2,5 m³/min/HP dos motores diesel operantes no túnel. A tubulação pode ser de chapa metálica ou de lona plástica. Além disso, a ventilação deve fornecer 30 m³ de ar limpo por kg de explosivo detonado.

A velocidade de escoamento deve ser de 10m/min e a velocidade de ar nos dutos deve ser no máximo 20 m/s. Os gases tóxicos medidos devem estar abaixo dos seguintes valores: 6 ppm de CO; 500 ppm de CO₂; 5 ppm de aldeídos e 25 ppm de nitrosos (REDAELLI e CERELLO, 1998, p. 329).

- **Ar Comprimido**

A rede de ar comprimido é instalada para o abastecimento das perfuratrizes, equipamento para concreto estrutural e projetado, bombas pneumáticas, etc. Na frente de trabalho a pressão deve ser de 7 atm.

Para o dimensionamento da rede de ar comprimido deve-se considerar o consumo efetivo do equipamento, fator de contemporaneidade de utilização (0,8 a 1,0) e perdas na rede(10%)(REDAELLI e CERELLO, 1998, p. 330).

- **Iluminação**

A iluminação artificial durante a escavação do túnel é feita através das redes da região e também de geradores de reserva. Deve-se instalar, no mínimo, 10 W por metro de túnel para

casos de emergência. Por questão de segurança, utiliza-se baixa voltagem (no máximo 220V). Além disso, são utilizadas lâmpadas de 300 W a cada 15 metros e, pelo menos, 2 refletores de 1000 W na cabeceira (REDAELLI e CERELLO, 1998, p. 330).

- **Rede Elétrica**

É realizada por meio de postos de transformação colocados a distâncias constantes e alimentados por cabo trifásico blindado (REDAELLI e CERELLO, 1998, p. 330).

- **Rede de Detonação**

Situa-se no lado oposto ao da rede elétrica de iluminação. Quando são utilizadas espoletas elétricas, a chave de facas de detonação, no início da rede, é instalada numa caixa fechada com cadeado. A rede permanece em curto-circuito quando está fora de uso e a caixa é feita de maneira que, quando a chave está ligada, não é possível fechá-la (REDAELLI e CERELLO, 1998, p. 330).

- **Água Industrial**

A rede de água industrial visa abastecer as perfuratrizes e o equipamento para concreto estrutural e projetado. No mínimo, deve-se ter 5 litros de água por perfuratriz leve por minuto, a perfuração a seco em túneis é proibida. O reservatório que garante o abastecimento fica acima do túnel (REDAELLI e CERELLO, 1998, p. 330).

11 ESTUDO DE CASO

11.1 LOCALIZAÇÃO

O Município de São Sebastião integra, histórica e geograficamente, a faixa costeira do Estado de São Paulo, em sua porção Norte, a qual é formada pelos municípios de São Sebastião, Ilhabela, Caraguatatuba e Ubatuba. Além disso, inclui-se na mesorregião denominada Vale do Paraíba.

A cidade de São Sebastião está localizada entre o oceano Atlântico e a Serra do Mar. O município de São Sebastião situa-se nas coordenadas: 23º48' de latitude Sul; e 45º24' de longitude Oeste e possui 107 km de costa com praias. Sua área territorial é de 400,97 km² (IBGE, 1996) e está localizado na Província Costeira incluindo a zona da serra (Subzona Serra do Mar) e zona de baixadas litorâneas. Tem como limites os municípios de: Caraguatatuba, Bertioga; e Salesópolis.

Os principais acessos ao município de São Sebastião, utilizando as principais rodovias, são:

- BR-101(rodovia Rio-Santos) I trecho São Paulo;
- SP 55 (rodovia Manuel Hipólito Rego);
- SP 98 (rodovia Mogi-Bertioga);
- SP 99 (rodovia dos Tamoios) e
- SP 125 (rodovia Oswaldo Cruz).

Figura 43 - Mapa de localização de São Sebastião



Fonte: Macamp.

11.2 ASPECTOS GEOLÓGICOS

11.2.1 Geologia

O município de São Sebastião divide-se em duas unidades geológicas a do Juqueriquerê, atribuída ao Complexo Costeiro, e a cobertura Cenozóica.

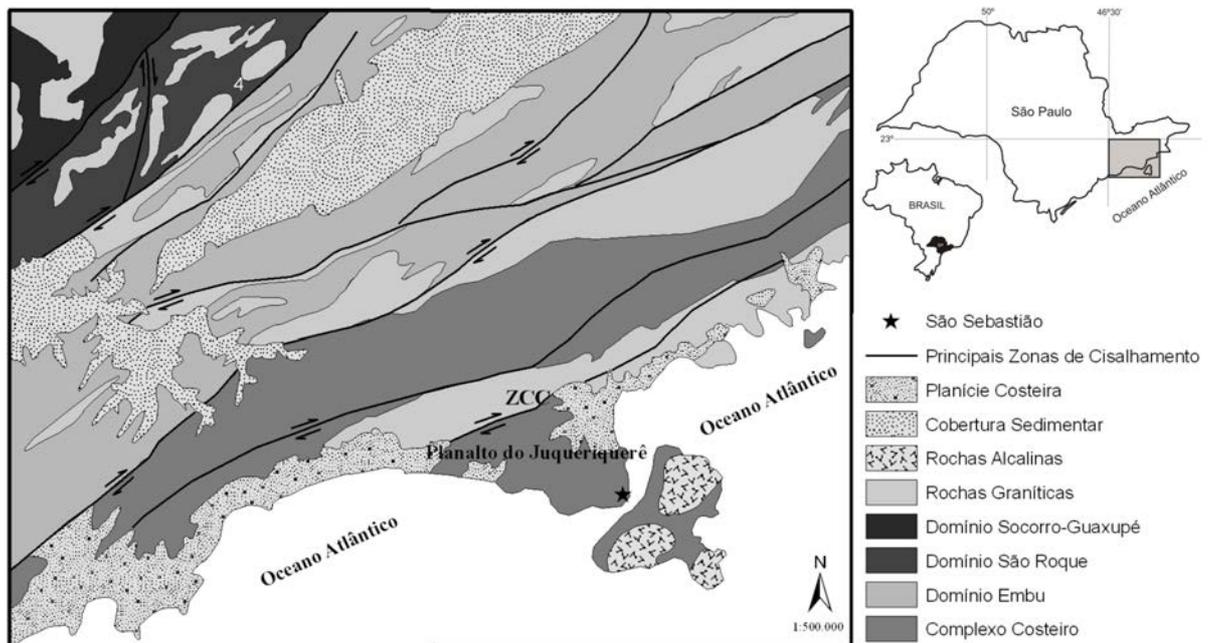
A Serra do Juqueriquerê é constituída essencialmente por rochas do embasamento cristalino, de idade pré-cambriana. Por sua vez, o embasamento cristalino dessa região é formado por rochas para e ortoderivadas de médio e alto grau metamórfico, e rochas granitóides deformadas e gnaissificadas, em intensidades variáveis, e migmatitos (CAMPANHA, G.A.C. e ENS, H.H., 1996, p. 42).

O Domínio Costeiro, representado pelo Complexo Costeiro, é uma unidade bastante heterogênea, composta basicamente, por ortognaisses migmatíticos com intercalações de rochas granilíticas. Esse conjunto encontra-se intrudido por rochas ígneas granitóides, por rochas básicas (relacionadas ao vulcanismo básico) e por rochas alcalinas mesozóicas (relacionadas ao magmatismo alcalino).

As coberturas sedimentares cenozóicas, características da interface continental-marinha, constituem depósitos mais recentes formados por baixos terraços marinhos, mangues, aluviões antigos (encostas da Serra do Mar), coluviões (tálus e rampas) e cordões litorâneos areiosos, mais susceptíveis a escorregamentos.

Quanto à susceptibilidade aos processos erosivos e de escorregamento, podem ser tipificados por dois tipos de rochas: as homogêneas, que formam blocos e matacões e que acabam rolando e se concentrando em depósitos colunares dos sopés das encostas; e as heterogêneas, que produzem blocos "fatiados" devidos às intempéries.

Figura 44 - Mapa geológico do litoral norte do Estado de São Paulo, localizando a Zona de Cisalhamento Camburu (ZCC)



Fonte: Adaptado de Morais, 1999.

11.2.2 Geomorfologia

Quanto a Geomorfologia, São Sebastião faz parte da região chamada de Província Costeira, a qual é dividida em Serranias Costeiras (características da Serra do Mar) e Zona da Baixada Litorânea. Nessa província, as planícies ocorrem com pouca frequência e distribuem-se pelo litoral recortado, sendo comum a formação de enseadas e praias.

A Serra do Mar, relevo presente na região, caracteriza-se por um conjunto de escarpas festonadas com aproximadamente 1000 km de extensão, desde o Rio de Janeiro ao norte de Santa Catarina. Sua origem é atribuída a processos tectônicos de movimentação vertical realizados no Cenozóico, no sítio em que ela se localiza. A transposição desse elevado desnível topográfico consiste em um desafio para engenharia (ALMEIDA e CARNEIRO, 1998, p.135). As principais unidades de relevo da Serra do Mar são as escarpas festonadas e as escarpas com espigões digitados.

A Zona da Baixada Litorânea é formada por sedimentos costeiros com areias de praias e dunas, argilas e lamas orgânicas dos mangues, e sedimentos detríticos geralmente finos, mas também pefíticos, arrastados pela rede de drenagem. Nessa área são encontrados morros isolados, terraços marinhos, planícies aluviais, mangues e planícies costeiras (OLIVEIRA *et. al.*, 2008, p.253). As planícies costeiras apresentam as seguintes sub-unidades: quaternário continental, que são terrenos planos, situados junto aos cursos d'água e pertencentes a planícies aluviais interiores; terraços marinho-Lagunares, que formam depósitos sedimentares de areia siltosa, com desnível de 1,0 a 1,5 m; sedimentos flúvio-lagunares, que formam grandes bacias, com terrenos encharcados e solos orgânicos; e cordões litorâneos, que se localizam à retaguarda da linha de praia, vegetação de restinga, apresentam-se abaulados de 4 a 7 m, constituídos por areias finas e brancas.

11.2.3 Litologia

Segundo Rodriguez (2000), a região do Litoral Norte de São Paulo apresenta o solo Latossolo Vermelho-Amarelo Álico caracterizado por textura argilosa e revestido por Mata Atlântica. Essa unidade é composta por solos minerais com horizonte A latossólico proeminente e moderado e é encontrado em relevo montanhoso e fortemente ondulado.

Também encontra-se uma variação desse tipo de solo, chamada de cambissolo álico, de textura média e argilosa. Nesse caso, o relevo é montanhoso e escarpado, e está associado a solos podzólicos hidromórficos, de textura arenosa e areias quartzosas marinhas distróficas de relevo plano.

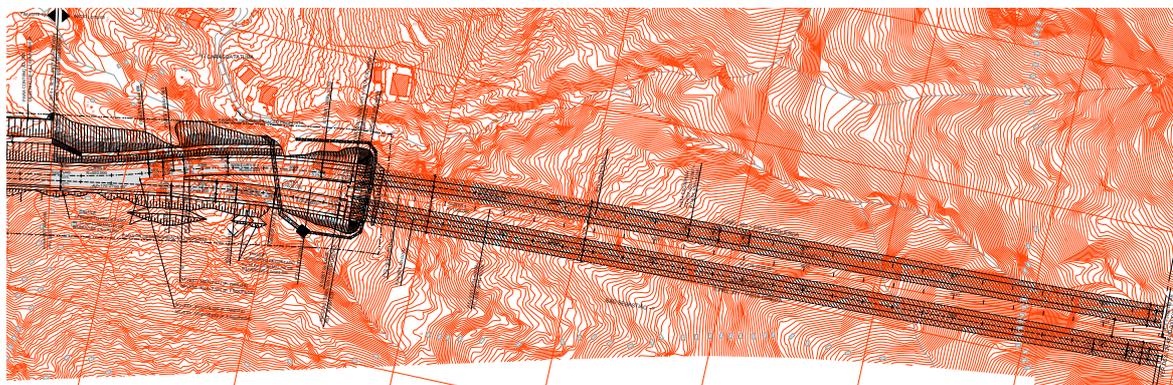
11.3 O TÚNEL 301

11.3.1 Traçado

O projeto do túnel 301, na concepção atual, tem em seu traçado 2 túneis paralelos, um para a pista direita e outro para a esquerda, com um vão de 12,6 m e altura de 9 m cada um, separados por uma distância de 6,0 m. O túnel 301, no emboque norte, tem início na estaca 3010+1,23 m, para a pista esquerda, e 3009+18,85 m, para a pista direita (Figura 45); no emboque sul, tem início na estaca 3123+5,607 m, para a pista esquerda, e 3123+2,200 m, para a pista direita (Figura 48).

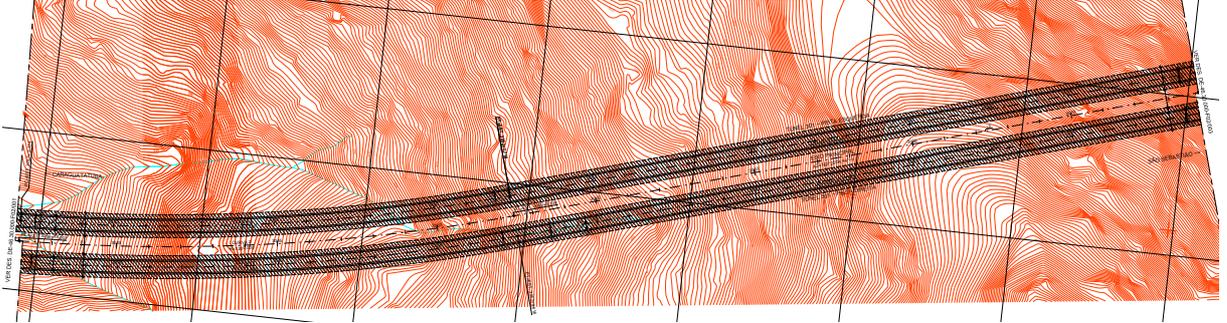
Ao longo do túnel estão previstos 8 túneis de ligação distribuídos a cada 240 m aproximadamente, destinados a passagem de pedestres. Também estão previstas 4 áreas destinadas a acostamentos, feitas com o alargamento da seção, a cada 500 m e com 80 m de extensão (Figura 49 a 52).

Figura 45 - Traçado do Túnel 301 – Estaca 3000+0,000 m à 3037+0,000 m



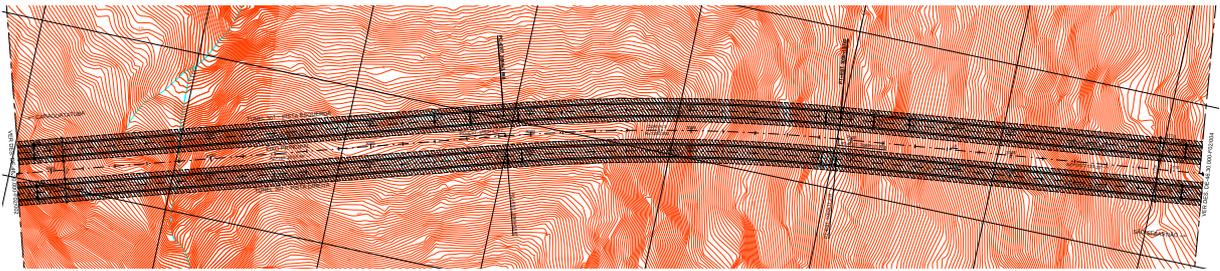
Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Figura 46 - Traçado do Túnel 301 – Estaca 3037+0,000 m à E3074+0,000 m



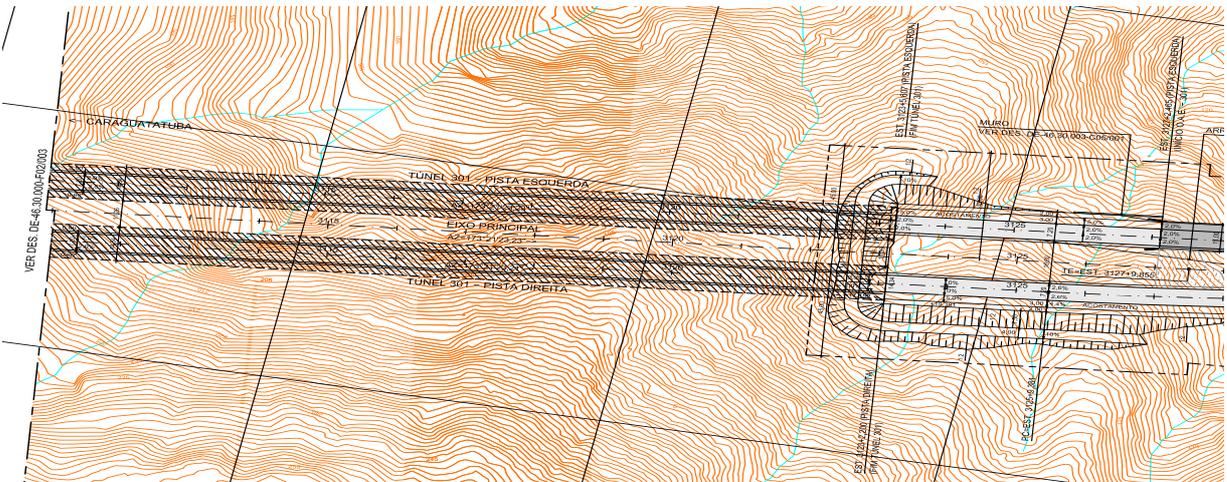
Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Figura 47 - Traçado do Túnel 301 – Estaca 3014+0,000 m à 3111+0,000 m



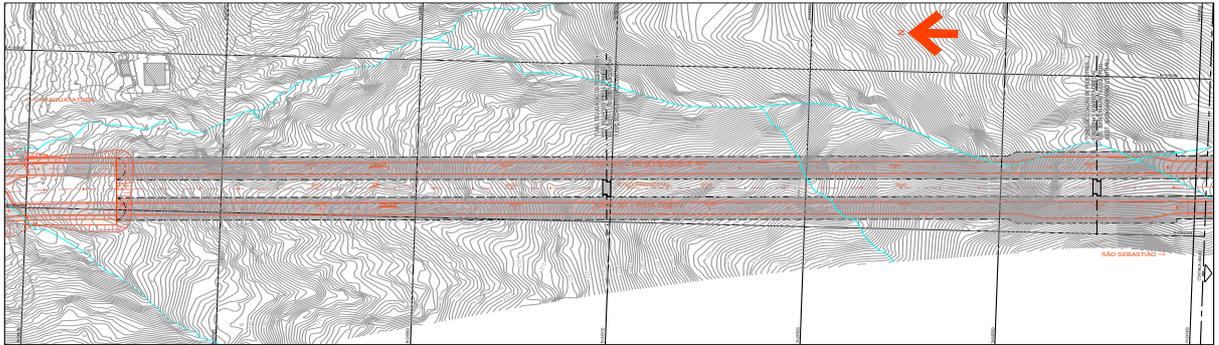
Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Figura 48 - Traçado do Túnel 301 – Estaca 3111+0,000 à 3148+0,000 m



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

**Figura 49 - Implantação – Seção alargada e túnel de ligação do túnel 301
Estaca 3000+0,000 m à 3037+0,000 m**



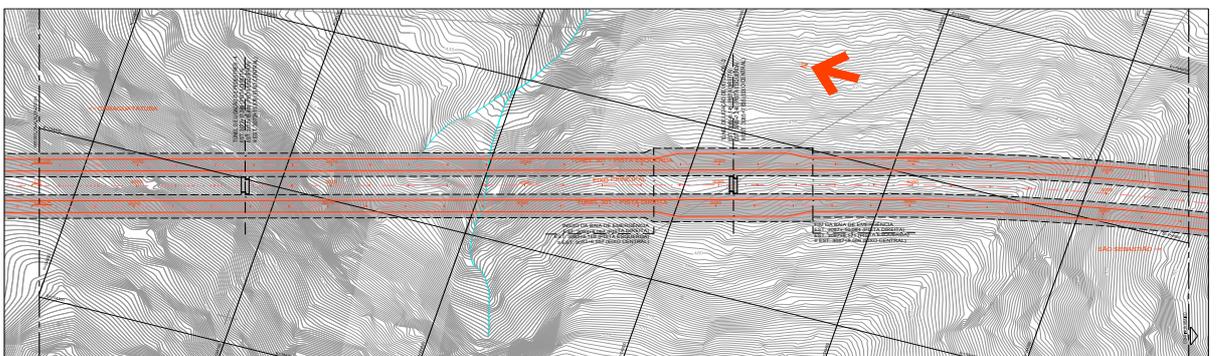
Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

**Figura 50 - Implantação – Seção alargada e túnel de ligação do túnel 301
Estaca 3037+0,000 m à E3074+0,000 m**



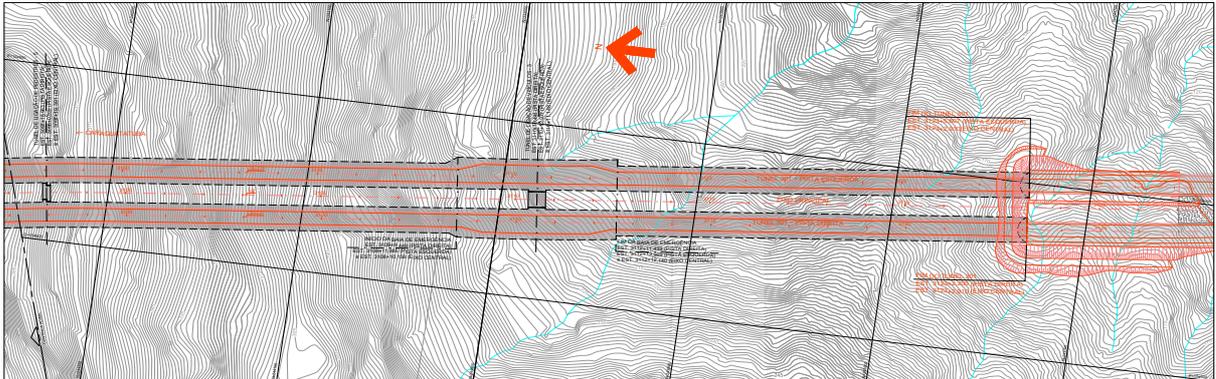
Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

**Figura 51 - Implantação – Seção alargada e túnel de ligação do túnel 301
Estaca 3014+0,000 m à 3111+0,000 m**



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

**Figura 52 - Implantação – Seção alargada e túnel de ligação do túnel 301
Estaca 3111+0,000 à 3148+0,000 m**



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

12.3.2 Classificação Geomecânica

A classificação geomecânica, utilizada para o dimensionamento do revestimento de primeira fase, foi baseada no método empírico de Barton. Para os lotes 3 e 4 do Empreendimento Nova Tamoios, foi criada uma classe especial para maciços com elevadas tensões anômalas, em função dos resultados dos ensaios de determinação de tensões pelo método do fraturamento hidráulico realizados para o projeto da caverna do Armazenamento de Gás Liquefeito de Petróleo, em São Sebastião (Petrobrás). Esses ensaios mostraram elevadas tensões horizontais no maciço citados no artigo “Estado de Tensões Anômalas em Maciços Rochosos no Brasil e seus Efeitos em Obras de Engenharia”, apresentado no CBMR, 2006.

As classes de maciço foram obtidas a partir do gráfico de Barton correlacionado com a classificação de Bieniawski (Tabela 19) e, a partir delas, serão escolhidas as seções para os avanços e a espessura do revestimento primário (Figura 53).

Tabela 19 - Classificação Geomecânica

Classe do Maciço	Descrição	Índices		Tratamento	Avanço
		Q	R		
I	Muito boa	$Q > 40$	$RMR > 80$	5 cm de concreto projetado a 120° no teto, por problema de segurança, e eventualmente, tirantes de resina esporádicos	até 4,1 m por ciclo.
II	Boa	$10 < Q < 40$	$60 > RMR > 80$	Tirantes de resina com 4 metros de comprimento no teto, espaçados a cada 2 ou 3 m em ambos os sentidos, com concreto projetado com 7 cm de espessura em toda a seção	até 4,1 m por ciclo
III	Regular	$1 < Q < 10$	$40 > RMR > 60$	Tirantes de resina com 4 m de comprimento, espaçados a cada 1,8 m em ambos os sentidos, com concreto projetado de 10 cm de espessura, no teto e paredes Obrigatoriamente de aplicação dos suportes a no máximo 3 m da frente	até 3 a 4,1m por ciclo
IV	Pobre	$0,1 < Q < 1$	$20 > RMR > 40$	Tirantes de resina no teto e paredes, espaçados a cada 1,3 m em ambos os sentidos, com concreto projetado com de 15 cm de espessura, no teto e paredes	até 2,4m por ciclo
V	Muito Pobre	$Q < 0,1$	$RMR < 20$	Concreto projetado 30 cm de espessura, no teto e paredes, com arco invertido no piso. Cambotas metálicas de treliça 8". Enfilagens injetadas, com tubo Schedule 40, se necessário	até 1 m por ciclo
Especial	Especial	-	-	Concreto projetado com alta resistência inicial, de 1 MPa, em 1 hora, e 3 MPa, em 3 horas, tirantes de resina com torque manual, malha de 1,30x1,30m em toda a seção e complementação de 30 cm de concreto projetado	superiores a 4m

Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Figura 53 - Classificação do maciço

CLASSIFICAÇÃO GEOLÓGICO GEOMECÂNICA DE MACIÇO ROCHOSO
CORRELAÇÃO ENTRE SEÇÃO TIPO E MACIÇO ROCHOSO

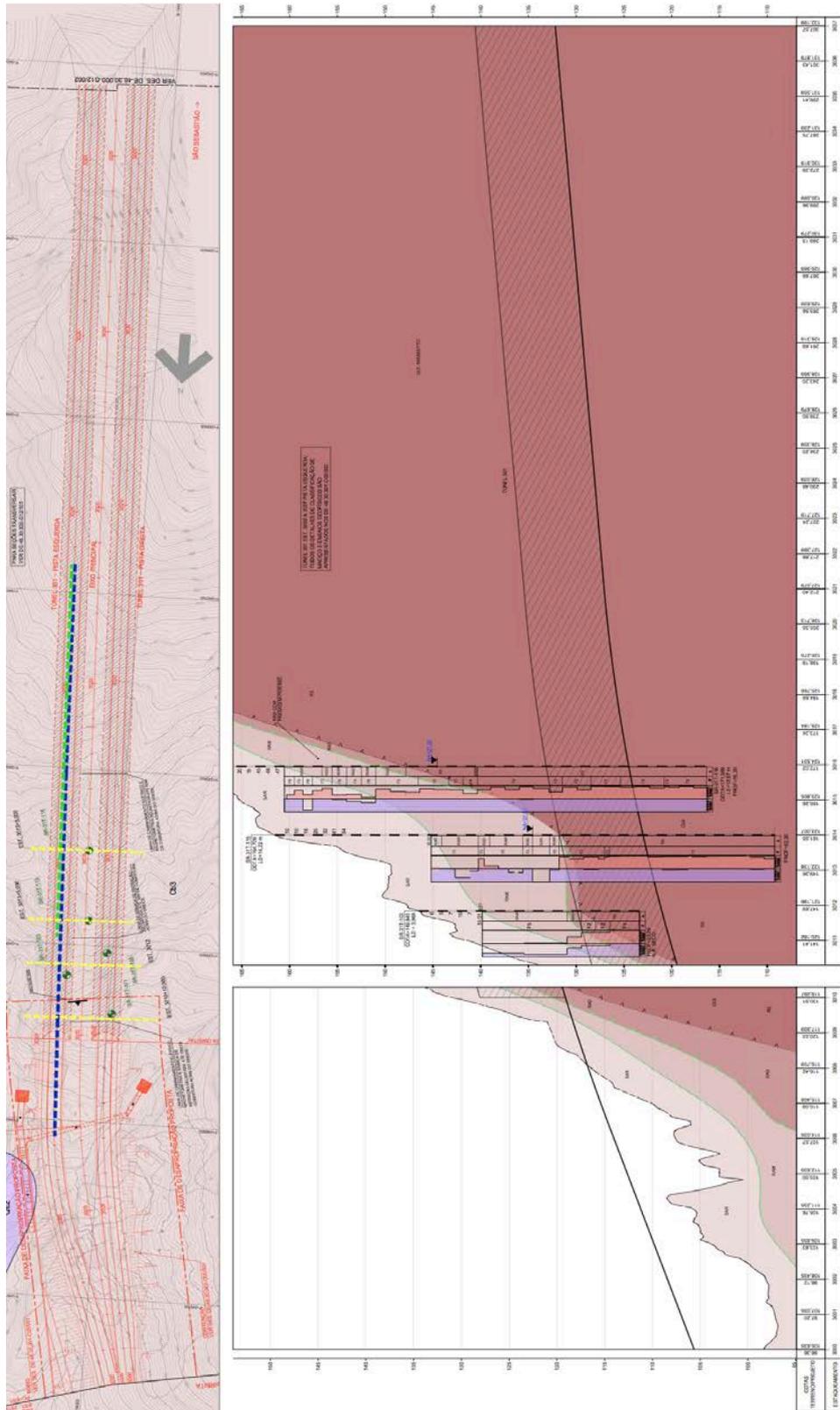
SEÇÃO TIPO	CLASSE DE MACIÇO	TIPO DE MACIÇO	Q - BARTON	VALOR DE RMR	REPRESENTAÇÃO NO PERFIL
A1	I	ROCHA	> 40	>80	
A2	I / II	ROCHA	4 a 40	61 a 80	
B1	III	ROCHA	0,4 a 4	51 a 60	
B2	III / IV	ROCHA	0,1 a 0,4	36 a 50	
C1	IV	MISTO SOLO/ROCHA	< 0,1	20 a 35	
C2	V	SOLO/RAM/RAD		< 20	

Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

11.3.3 Sondagens

Para o reconhecimento do maciço foram realizadas sondagens rotativa, a percussão e a trado; além das geofísicas dos tipos caminhamento elétrico e sísmica de refração. Conforme os serviços foram sendo executados, surgiu a necessidade de se realizar novas sondagens e, por isso, a planta do mapeamento geológico era (e ainda é) revisada. Isso ocorreu principalmente nos emboques, pois a principal característica do maciço era a presença de corpos de tálus, blocos “in situ” imersos nos solos e saprólitos de alteração de granito. Por isso, foi necessário realizar investigações geofísicas e sondagens rotativas extras, para verificar a presença destas características até que se obtivessem 10 m de cobertura em rocha no túnel. Na figura 54, tem-se um exemplo da distribuição das sondagens rotativas na região do emboque 301 norte e o respectivo perfil geotécnico obtido.

Figura 54 - Planta de locação das sondagens e perfil com os resultados - Emboque 301 Norte -Pista Direita



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Figura 55 - Legenda da planta de locação das sondagens

SEDIMENTOS QUATERNÁRIOS		EMBASAMENTO CRISTALINO	
SEDIMENTOS MARINHOS E MISTOS (ATUAIS E PRÉ-ATUAIS)			
	Qm DEPÓSITOS ARENOSOS FRANCAMENTE MARINHOS PRÉ-ATUAIS INCLUINDO ANTIGOS TERRAÇOS E ALINHAMENTOS DE CORDÕES LITORÂNEOS (IDADE PLEISTOCÊNICA E HOLOCÊNICA). DEPÓSITOS ARENOSOS MARINHOS RECOBERTOS POR AREIAS, SILTES E ARGILAS DE DEPOSIÇÃO FLUVIAL.		Cb1 LEUCOGRANITÓIDE COM GRANADA LOCALMENTE ENRIQUECIDO EM BIOTITA ATINGINDO TERMOS PEGMATÍTICOS.
	Qc1 DEPÓSITOS DE AMBIENTE FLUVIAL INCLUINDO ALUVIÕES E PLANÍCIES FLUVIAIS ATUAIS E PRÉ-ATUAIS.		Cb2 BIOTITA GNAISSE COM GRANADA PASSANDO A MIGMATITOS PREDOMINANTEMENTE ESTROMATÍTICOS (BANDADOS) COM PALEOSSOMA BIOTÍTICO, XISTOSO OU GNÁISSICO. LOCALMENTE ATINGE TERMOS NEBULÍTICOS.
	Qc2 DEPÓSITOS DETRÍTICOS ASSOCIADOS A ENCOSTAS (COLÚVIOS DE GRANULOMETRIA VARIADA, CORPOS DE TÁLUS E CONES DE DEJEIÇÃO).		Cb3 MIGMATITOS COM ESTRUTURAS VARIADAS, TEXTURA PREDOMINANTEMENTE GROSSA, ATINGINDO TERMOS PORFIRÓIDES, NEBULÍTICOS E HOMOFÂNICOS. PRESENÇA DE GRANADA NO LEUCOSSOMA. ALGUNS NÍVEIS DE ANFIBOLITOS INTERCALADOS.
			Cb4 BIOTITA GRANITO PORFIRÍTICO, AS VEZES INEQUIGRANULAR, CINZA ROSADO.
			FOLIAÇÃO
			FOTOLINEAMENTO GEOLÓGICO
			FALHAMENTO INFERIDO
			CONTATO DAS UNIDADES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS

Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Figura 56 - Legenda do perfil com os resultados das sondagens

LEGENDA EM PERFIL		PRÉ - CAMBRIANO (Cb3)	
ATERROS (MATERIAL TECNOGÊNICO)			
	AT - ATERRO CONSTITUÍDO POR SOLO		SOLO ELUVIAL (SE)
CAMADAS DOS SEDIMENTOS QUATERNÁRIOS			SOLO DE ALTERAÇÃO DE ROCHA (SAR)
	SEDIMENTOS PREDOMINANTEMENTE ARENOSOS.		ROCHA ALTERADA MOLE (RAM)
	SEDIMENTOS PREDOMINANTEMENTE ARGILOSOS. COM N _{SPT} > 4 GOLPES/30 cm.		ROCHA ALTERADA DURA (RAD)
	SOLO DE CONSISTÊNCIA MOLE DE CARACTERÍSTICA ARGILOSA OU ORGÂNICA (SOLO MOLE). COM N _{SPT} DE 3 A 4 GOLPES/30 cm.		ROCHA SÃ (RS)
	SOLO DE CONSISTÊNCIA MUITO MOLE DE CARACTERÍSTICA ARGILOSA OU ORGÂNICA (SOLO MOLE) COM N _{SPT} DE 0 A 2 GOLPES/30 cm.		

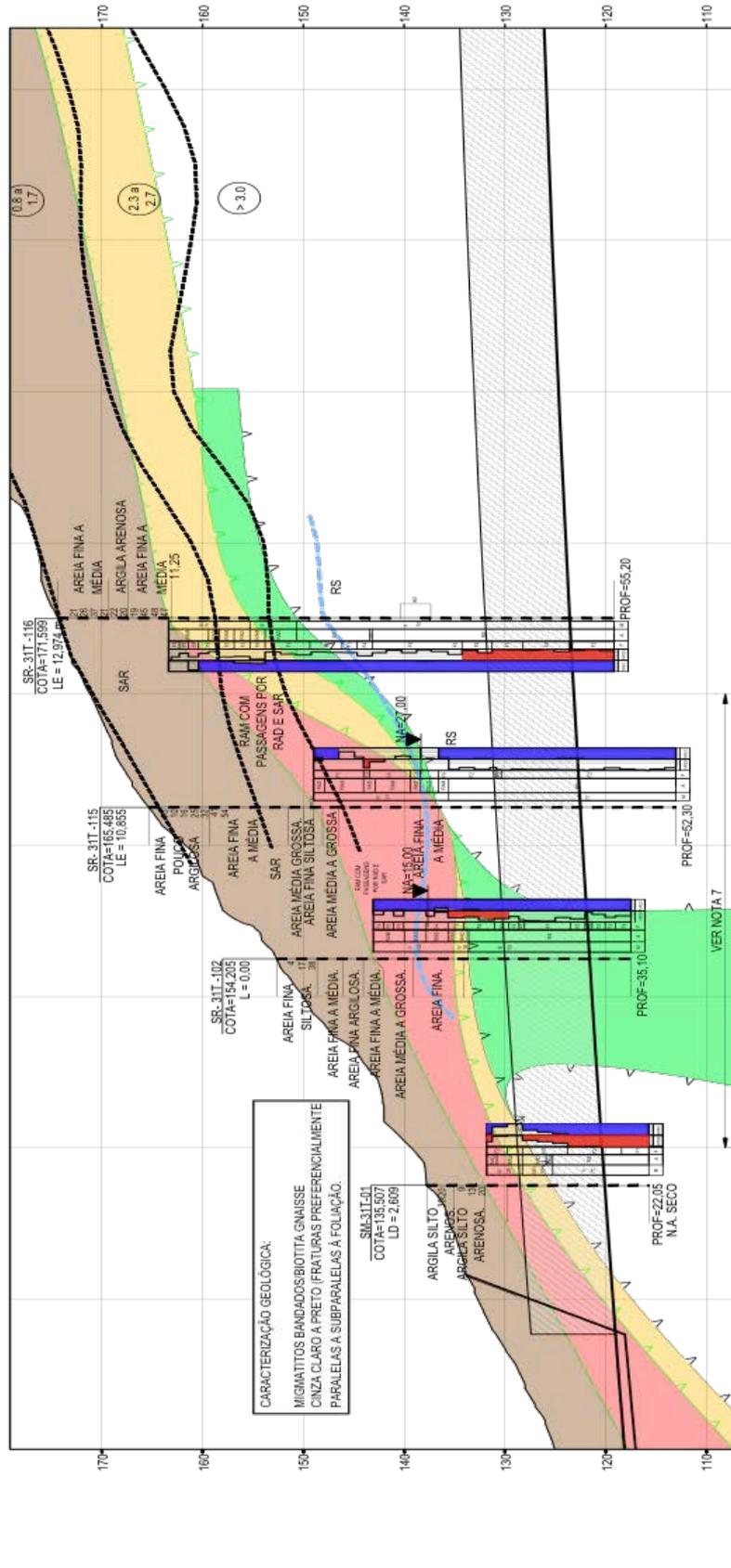
Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

11.3.4 Mapeamento Geológico

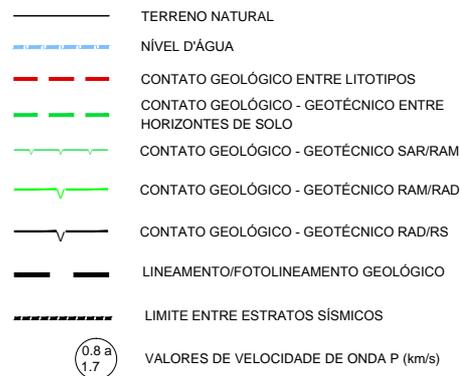
O mapeamento geológico, fruto das sondagens, indica que a região do emboque 301 norte é constituída basicamente por maciço de solo e misto de solo e rocha, sendo propícia a utilização de cambotas metálicas. Não foi detectada água na frente de escavação do emboque, mas em regiões da escavação onde o nível d'água for detectado, este será rebaixado por meio de DHP's com aplicação de vácuo.

A caracterização geológica do maciço é dada por migmatitos bandados, biotita gnaiss cinza claro a preto, com fraturas preferencialmente paralelas e subparalelas à foliação.

Figura 57 - Perfil geológico do Emboque 301 Norte – Pista Direita



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Figura 59 - Legenda dos contatos geológicos

Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Figura 60 - Legenda de classificação do maciço

CLASSE DE MACIÇO	REPRESENTAÇÃO NO PERFIL
I	
I / II	
III	
III / IV	
IV	
V	

Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

11.3.5 Emboque

O emboque é o trecho inicial do túnel com extensão cerca de 3 vezes o seu diâmetro, a partir da seção do portal. O processo de emboque do túnel pode ser considerado uma das fases mais críticas da execução do túnel pois, em geral, as características do maciço são mais desfavoráveis nas camadas superficiais, onde há materiais mais fracos e contatos litológicos mais intensos. Além disso, o maciço não possui confinamento horizontal, direção longitudinal ao túnel, e por isso o suporte do túnel permanece em condição crítica até que alguns metros de revestimento sejam concluídos.

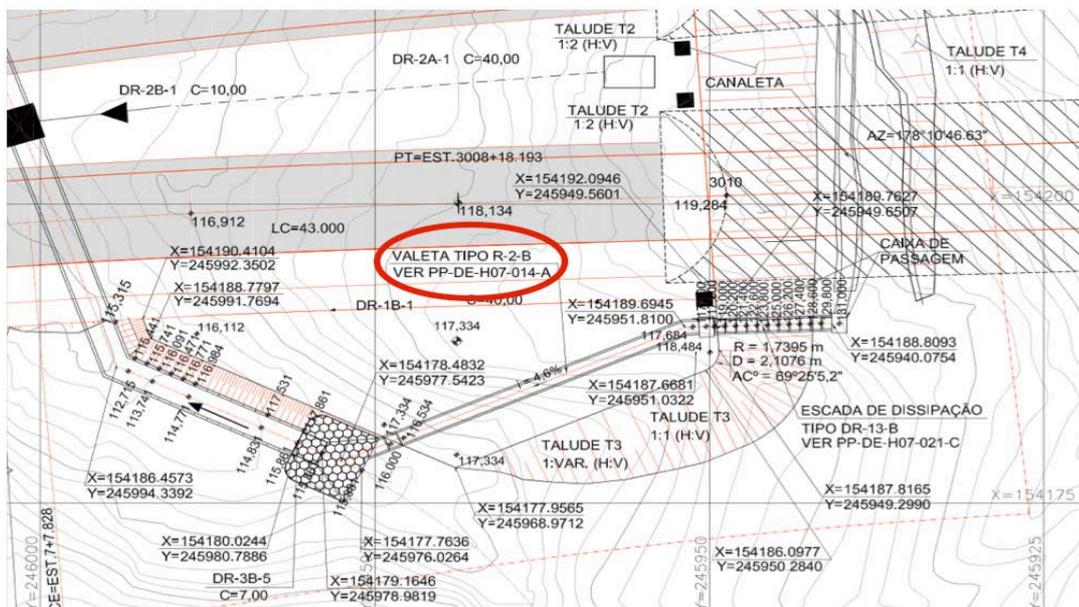
O túnel 301 possui 2 emboques, o norte e o sul. Cada emboque possui duas pistas com sentidos diferentes, a esquerda para o lado do oceano e a direita para o lado do continente. Nesse estudo de caso, apenas será mostrado o emboque norte, pois o emboque sul ainda está em terraplenagem e a metodologia é basicamente a mesma do emboque norte.

11.3.5.1 Emboque Norte

Segundo os relatórios internos da empresa, a região do emboque 301 norte é montanhosa e os rios são de torrente, com grandes velocidades e declividades. Há dois cursos d'água que possuem vazões significativas e incidem no pé do aterro, que possui altitude da ordem de 15 m. Como as velocidades são elevadas, foram necessários cuidados especiais, para que a base do aterro não fosse erodida, pois isto colocaria em risco a sua estabilidade, podendo causar a interdição da via.

Assim, foram realizados estudos hidrológicos, para determinar as vazões, e hidráulicos, para a concepção e dimensionamento de estruturas para o encaminhamento das águas das cheias de forma segura. As águas captadas no emboque são drenadas, por gravidade, para áreas distantes dos taludes do portal, através da valeta R2B, do lado direito do emboque. Ela recolhe as águas do talude T4 e do terreno localizado acima do emboque e as conduz até a bacia de captação da entrada da galeria subterrânea, que passa embaixo das vias (Figura 61).

Figura 61 - Dispositivos de drenagem no emboque



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

O tratamento dos seus taludes é realizado visando garantir a estabilidade da área e para isso foram utilizadas pregagens, enfilagens, projeção de concreto e de dispositivos de drenagem, como DHP's e buzinotes.

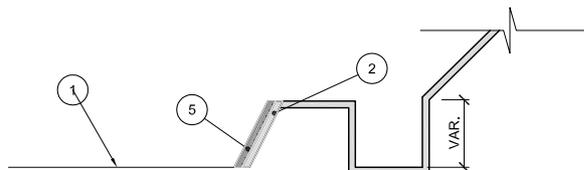
Figura 62 - Emboque 301 Norte – Vista frontal



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

A construção do emboque inicia com a etapa de terraplenagem, na qual é feita a escavação do talude, com avanços de 1,00 m de altura, de cima para baixo (Figura 63). Após, o término de cada avanço, se posicionam as tiras de geocomposto drenante contínuo e projeta-se a primeira camada de concreto (Figura 64). Depois, sobre essa camada de concreto, são feitas as pregagens e sobre estas são instaladas telas metálicas soldadas do tipo Q 246 (aço CA-60 nervurado), finalizando com a projeção da segunda camada de concreto. Esse processo é repetido, até que se atinja a cota do plano de trabalho, sem o rebaixo (Figura 65)

Figura 63 - Primeiro avanço para construção do talude do emboque



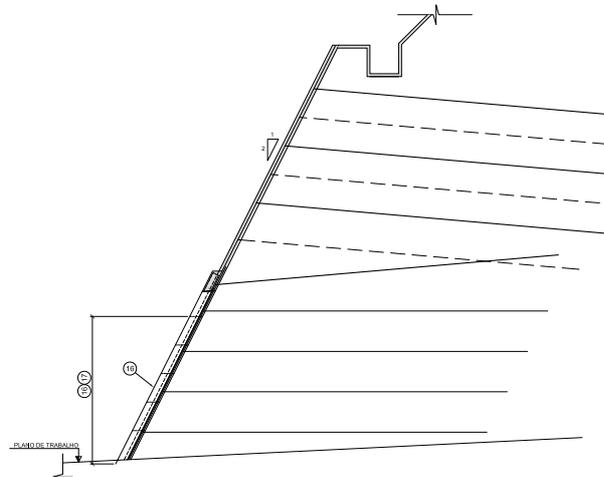
Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Figura 64 - Execução do talude do Emboque



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Figura 65 - Emboque finalizado - Perfil Longitudinal



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Concluída a etapa de terraplenagem, executam-se as enfilagens do emboque e, a partir delas, é feita a viga portal (Figura 66 e 67). A viga portal é a estrutura responsável pela distribuição dos esforços na boca do túnel, seu procedimento de execução consiste em: colocar a armação deixando esperas para o túnel falso; posicionar a fôrma; e finalizar com a concretagem da estrutura (Figura 68).

Figura 66 - Enfilagens executadas



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Figura 67 - Viga portal sendo feita a partir da enfilagem



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

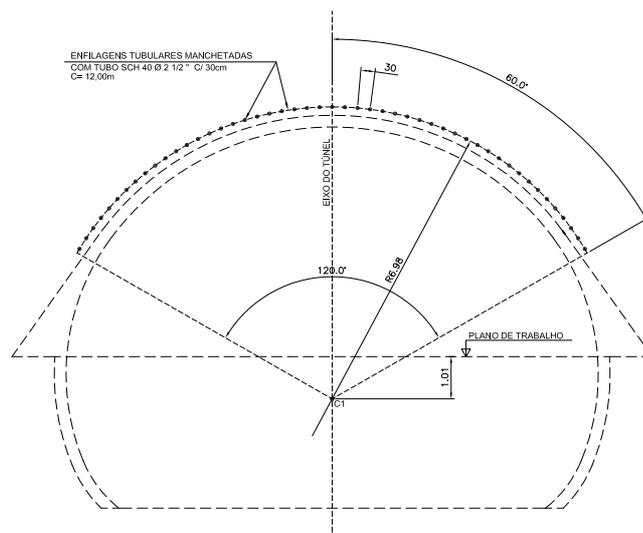
Figura 68 - Fôrma da viga portal



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

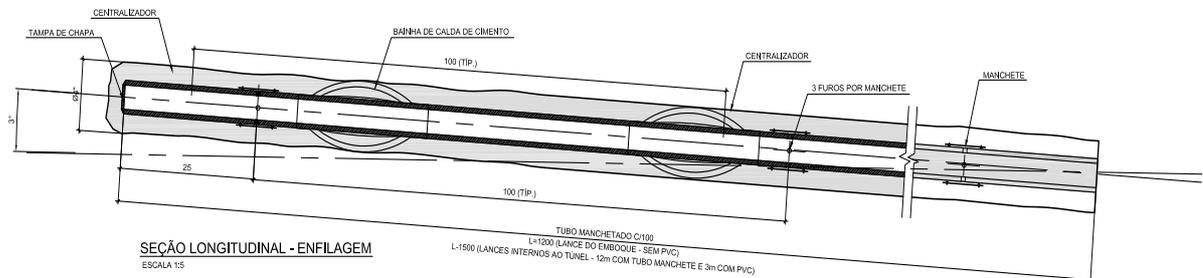
No lance do emboque, foram utilizadas 49 enfilagens do tipo schedule de 4" de diâmetro, com comprimento de 12 m, a cada 30 cm. A perfuração das enfilagens foi feita com uma distância mínima de 90 cm entre os furos, ou seja, intercalando (Figura 69 e 70).

Figura 69 - Distribuição das enfilagens



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

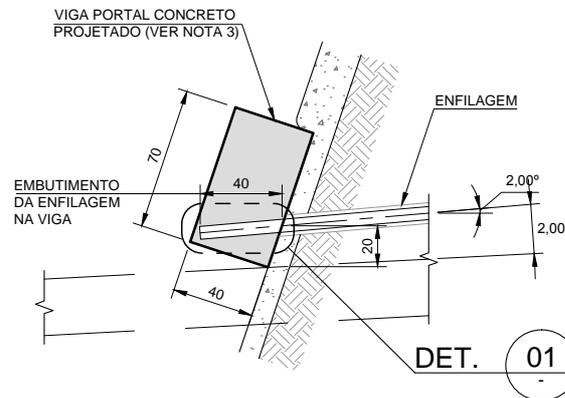
Figura 70 - Seção longitudinal das enfilagens



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Ao final deste processo, a viga portal na calota principal ficou com 70 cm de altura e 40 cm de largura, aproximadamente.

Figura 71 - Corte viga portal – Calota Principal



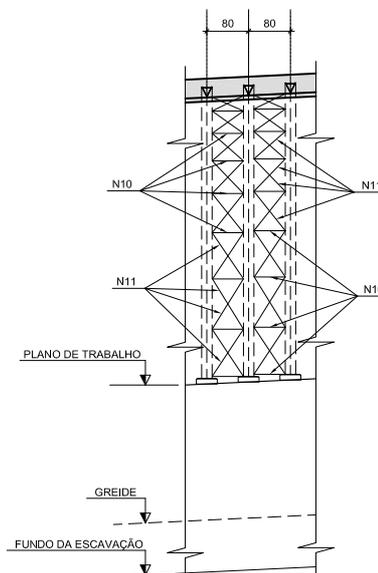
Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

O túnel falso é uma projeção em forma de arco, que serve para: direcionar o fluxo de água, que escorre ao longo dos taludes; proteger os carros contra queda de objetivos provenientes do talude acima do túnel; e promover o controle da iluminação, fazendo a transição entre o túnel (escuro) e o exterior (claro). Para a execução dos túneis falsos do

emboque 301 norte, primeiramente foi construída uma sapata para apoiar a cambota treliçada, evitando escavar profundamente o solo para encontrar a rocha de apoio da estrutura. Em seguida, as cambotas treliçadas foram apoiadas nas sapatas, fizeram o contraventamento da estrutura (Figura 72) e escarificaram o pé da calota (Figura 73). A escarificação é feita para que, depois de executada a pata de elefante, a escavação da frente não comprometa a estrutura da viga portal.

Uma vez que as cambotas estão firmes e alocadas corretamente, colocam-se as telas metálicas Q 138 (aço CA-60 nervurado), na parte interna e as fôrmas na parte externa, finalizando com a primeira camada de concreto projetado de 21 cm de espessura. Depois, na segunda fase, duas camadas de concreto projetado foram executadas em cima do concreto projetado da cambota (uma camada de 15 cm, do lado externo, e uma camada de 9 cm do lado interno) e, assim, a estrutura definitiva do túnel falso ficou com espessura de cerca de 45 cm.

Figura 72 - Contraventamento longitudinal das cambotas



Fonte: Empreendimento Nova Tamoiós, Contorno Sul.

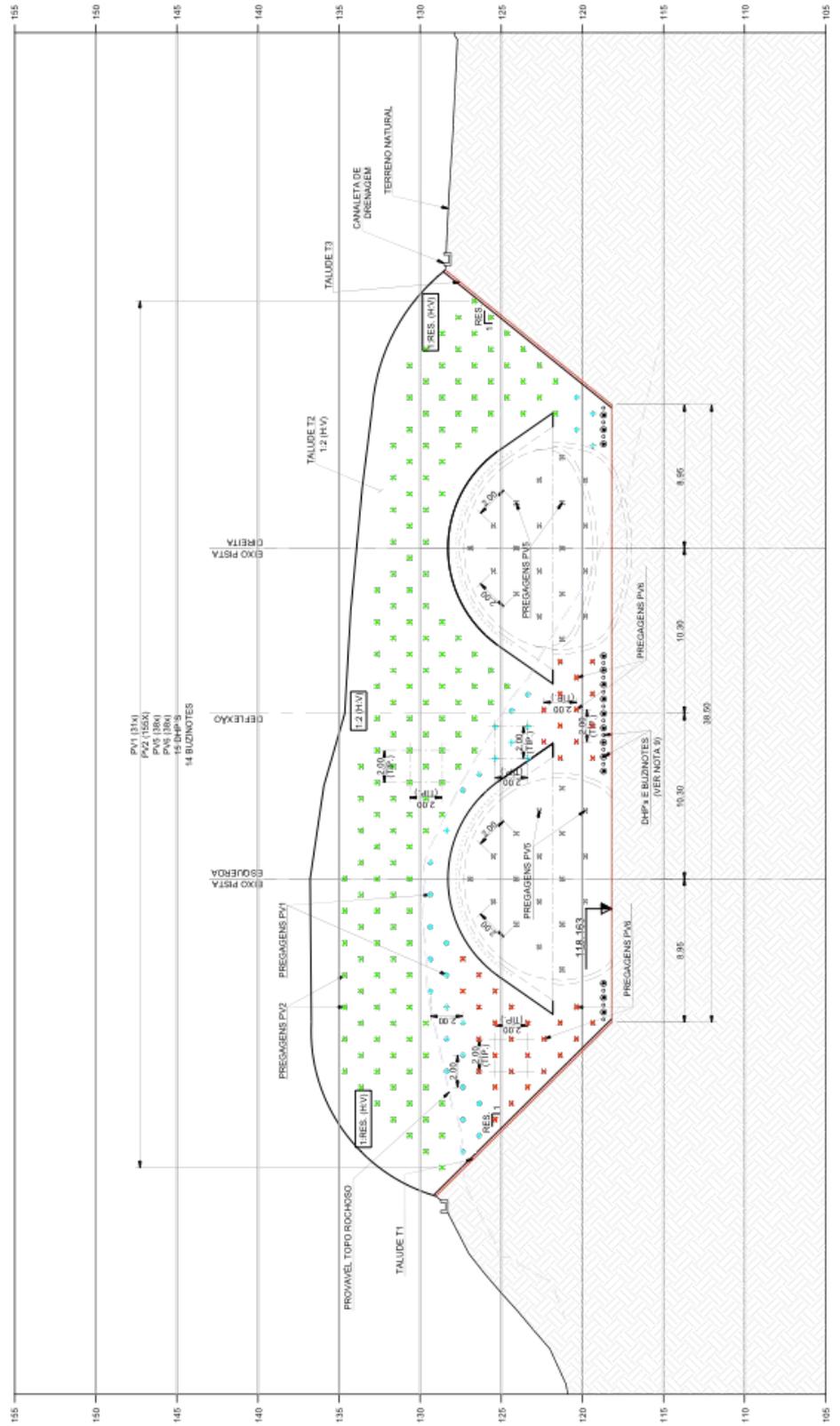
Figura 73 - Escarificação atrás das cambotas instaladas



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

O concreto projetado no emboque possui resistência característica de 30 MPa e sua espessura varia conforme a região do emboque onde será aplicado. Na frente de avanço do túnel, projeta-se 5 cm de concreto, coloca-se uma camada de tela Q 246 com transpasse de 30 cm, e projeta-se mais uma camada de 5 cm de concreto, totalizando uma espessura de 10 cm. No restante do talude, projeta-se 5 cm de concreto, colocam-se duas camadas de tela Q 246 intercaladas com 10 cm de concreto projetado e finaliza-se com mais 5 cm do mesmo, totalizando 20 cm (Figura 74).

Figura 75 - Emboque 301 Norte – Talude Frontal

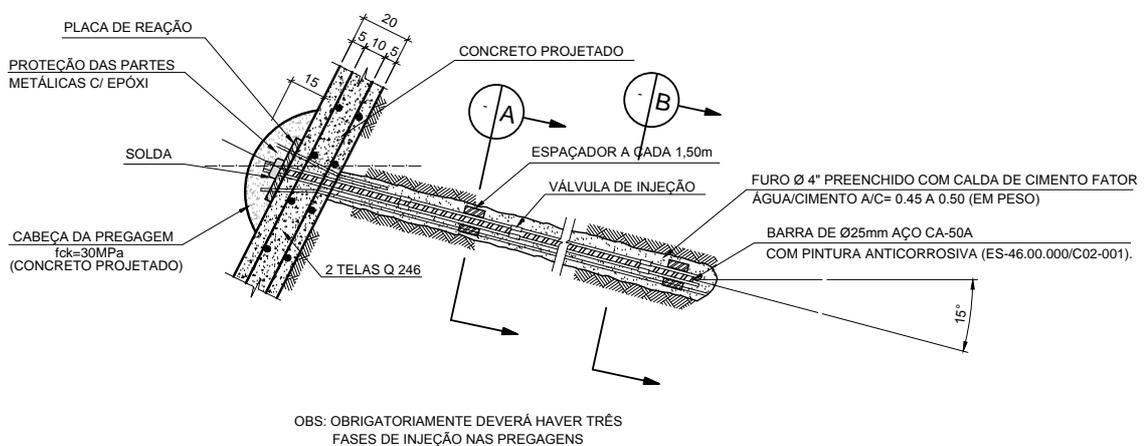


Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Os taludes laterais, tanto da pista esquerda quanto da direita, não possuíam pregagens e nem tubos de drenagem (DHP e barbacã), previstos no projeto, como pode ser notado na figura 75. Contudo, durante a execução, houve a necessidade de alterar o projeto, acrescentando algumas pregagens e alguns tubos de drenagem.

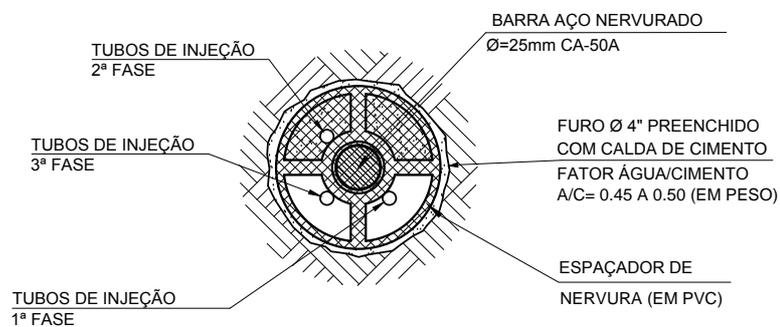
As figuras 76, 77 e 78 mostram detalhes longitudinais, transversais e da cabeça de ancoragem das pregagens.

Figura 76 - Detalhe longitudinal da pregagem



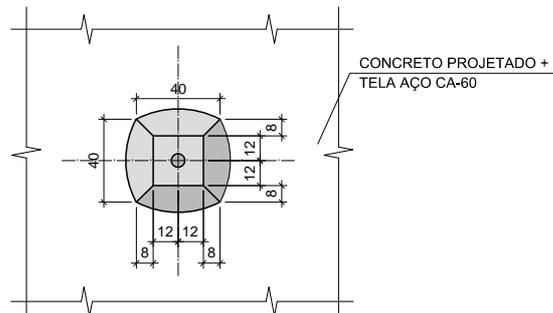
Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Figura 77 - Corte AA: Detalhe da pregagem



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Figura 78 - Detalhe cabeça da pregagem



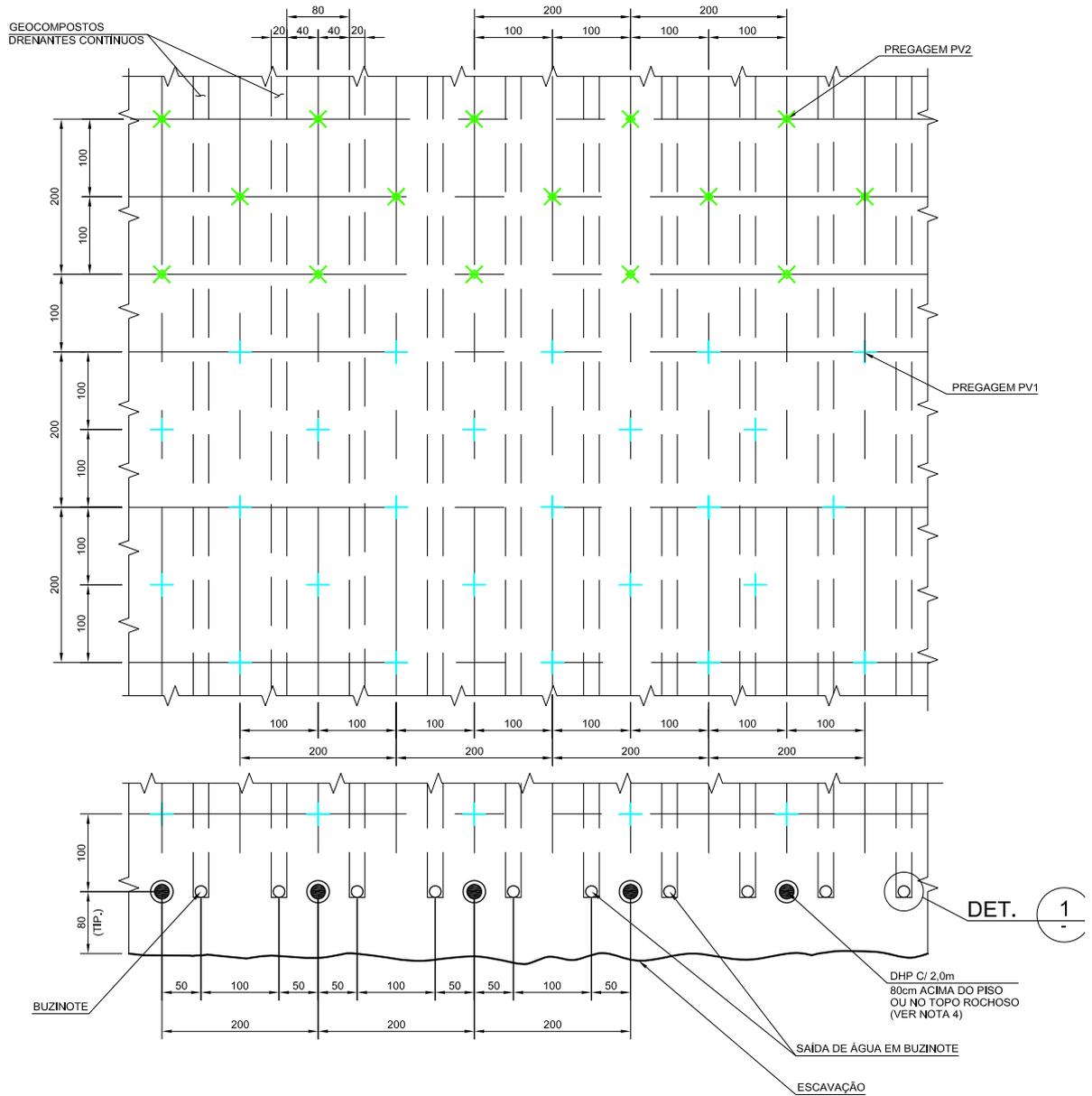
Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

A drenagem dos taludes foi feita por meio de DHP's e buzinotes (Figura 79).

Foram inseridos 15 DHP's nos pés dos taludes, objetivando a coleta de águas infiltradas, ou procedentes do freático, de maneira a minimizar as condições de subpressões existentes ou mesmo reduzir e afastar as redes de fluxo, garantindo assim a estabilidade dos taludes. Os DHP's são formados por tubos de PVC com 50 cm de trecho liso e o restante ranhurado, previamente envoltos em tela de nylon (Figura 80). Feita a terraplenagem, inicia-se a instalação dos DHP's com a locação dos pontos; em seguida, é feita a perfuração, colocam-se os tubos, sela-se o trecho liso com cimento e executa-se a boca de saída. O comprimento final dos drenos é 25 m e foram instalados a 80 cm do piso, e horizontalmente a cada 2 m.

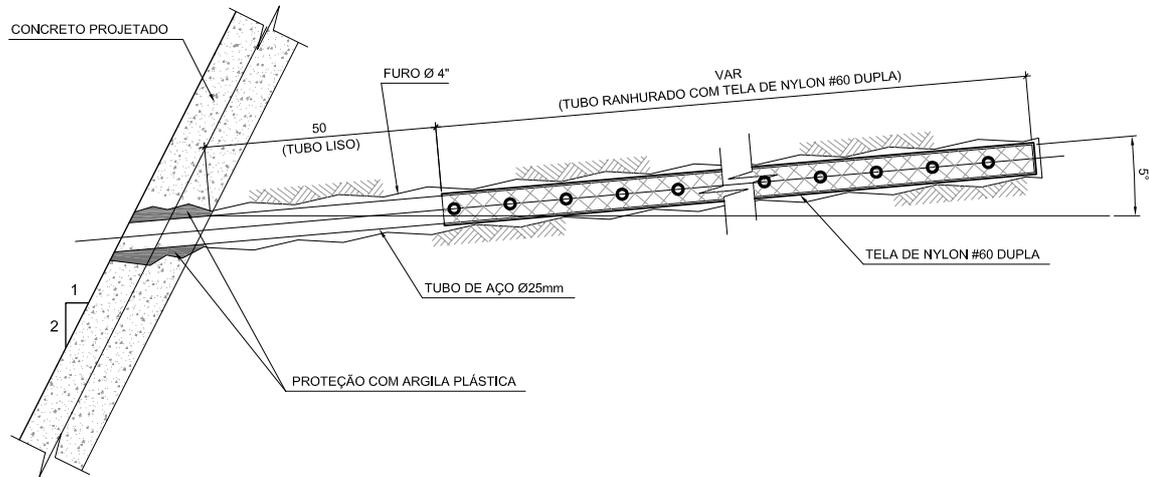
Os buzinotes são tubos de PVC rígido com 4" de diâmetro, colocados 50 cm a direita e 50 cm a esquerda de cada DHP. Sua função é drenar a água localizada logo atrás da camada de concreto projetado, que escoar verticalmente através das fitas de geocompostos drenantes contínuos de 20 cm de largura (Figura 81 e 82). Foram utilizados 14 buzinotes e 242 m de geocomposto linear.

Figura 79 - Disposição dos elementos de contenção



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Figura 80 - Detalhe longitudinal do DHP



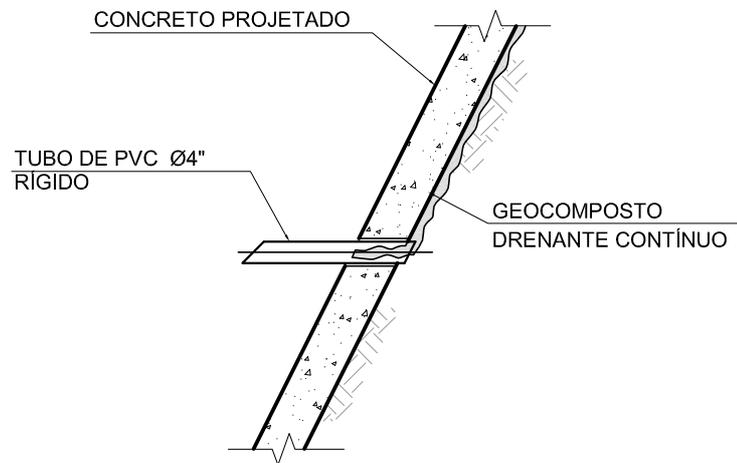
Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Figura 81 - Posicionamento do geocomposto durante a execução do emboque



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

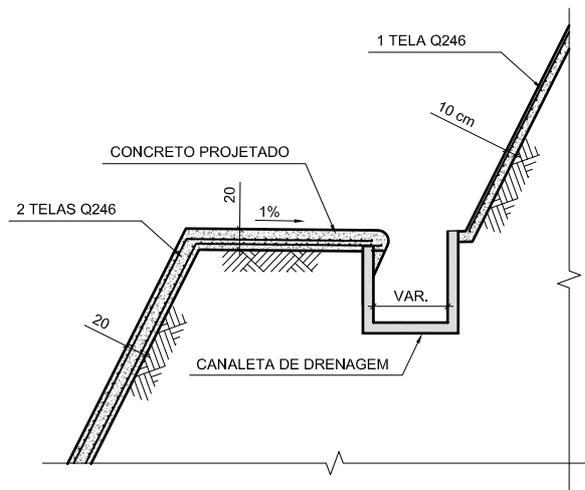
Figura 82 - Detalhe buzinode



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Além dos dispositivos já descritos, também foram utilizadas canaletas de drenagem na berma dos taludes do emboque, que permitem o escoamento horizontal das águas, protegendo o talude.

Figura 83 - Canaleta de drenagem nas bermas



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

11.3.5.2 Praça do Emboque

A praça do emboque é a área na frente do portal do túnel, onde são alocadas as estruturas de apoio para a sua construção. Foi projetada, a partir de estudos, para permitir o acesso e manobra dos equipamentos utilizados, causando os menores impactos ambientais. A figura 84, mostra o layout da praça do emboque 301 norte até o momento em que este trabalho foi escrito, haja vista que essa área, assim como um canteiro, sofre alterações com o desenvolver da obra.

Figura 85 - Foto aérea da praça do emboque 301 norte



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

A seguir serão explicados brevemente os elementos da praça de emboque, mostrados nas figuras 84 a 85.

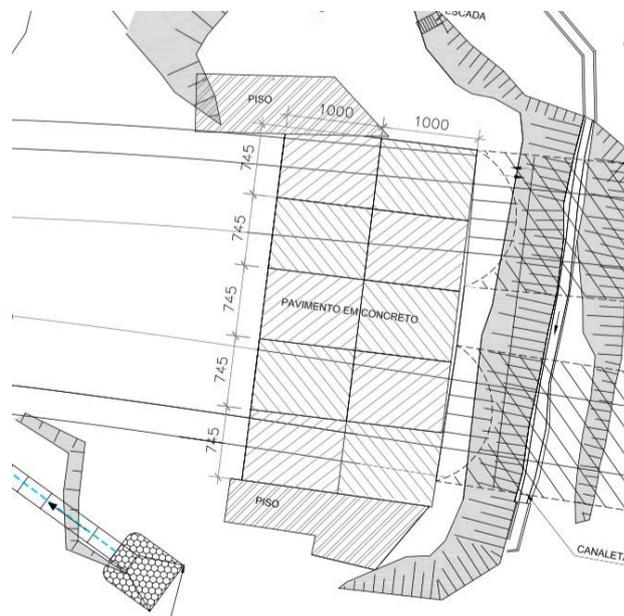
- **Portão do Emboque**

Na entrada do túnel, é colocado um portão de ferro, cujo objetivo é evitar a projeção de material, proveniente da detonação, para fora do túnel. Este portão é formado por vigas de perfil I de diferentes dimensões e chapas de ferro # ¼". Para a colocação deste portão, é feita uma sapata e o perfil é chumbado no túnel falso.

- **Piso de Concreto**

Na entrada do emboque foi feito um piso de concreto que serve de suporte para estruturas como a cabine primária e os compressores, que não necessitam de fundação, e também serve para evitar que os caminhões atolem na entrada do túnel, além de facilitar a limpeza do emboque. O piso de concreto foi feito com uma camada de mistura de pedregulho com areia e argila, a qual é coberta com uma placa de concreto simples cuja resistência é de 25 MPa e suporta até 14 toneladas por eixo.

Figura 88 - Locação do Piso de Concreto



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

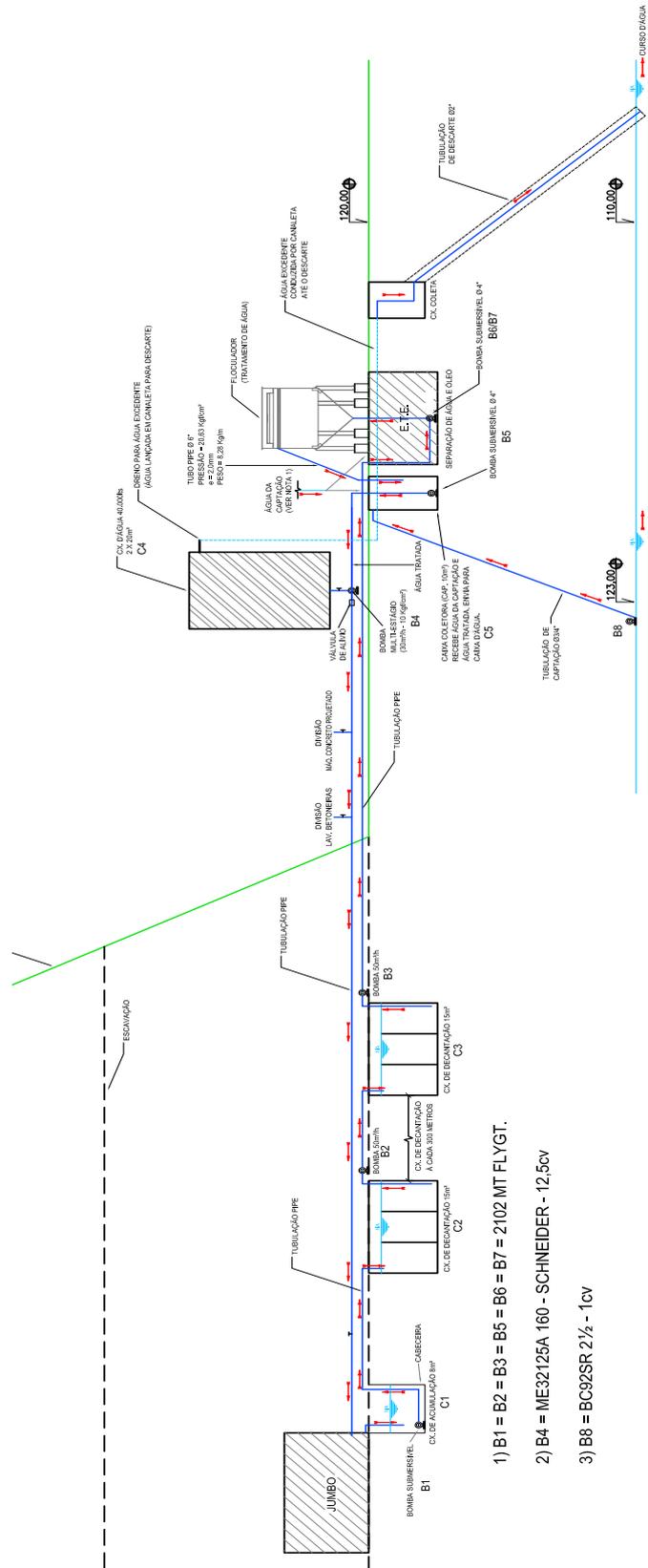
- **Estação de Tratamento de Efluentes (E.T.E.)**

Toda a água que flui na região do emboque é captada; se necessário, tratada e direcionada. A água proveniente do jumbo, utilizada para perfurar, é obrigatoriamente tratada. Como pode-se observar, na figura 89, a água do jumbo, ainda no interior do túnel, é direcionada para uma caixa de acumulação e depois passa por duas caixas de decantação, para somente depois ser encaminhada para E.T.E. As águas provenientes da captação são as águas drenadas dos lençóis, através dos DHP's e barbacãs e as transportadas pelas valetas de drenagem, e são analisadas para verificar a necessidade ou não de tratamento. A sequência de tratamento da

água bruta no túnel é (Figura 90):

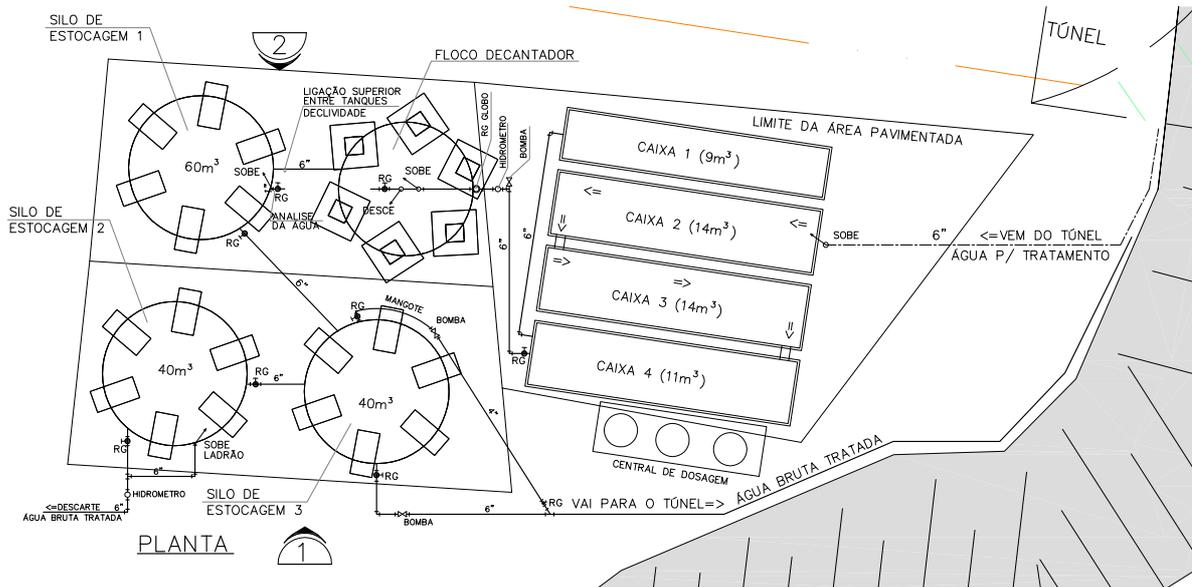
- Durante o processo de perfuração do túnel, um grande volume de água fica acumulado nas cabeceiras, esta água é bombeada como auxílio de bombas pneumáticas para a primeira caixa de decantação, no interior do túnel.
- Da caixa de decantação, bombas elétricas ligam automaticamente, bombeando a água em tubulações de diâmetro de 6”
- Na entrada do túnel, há 4 caixas onde são feitos os processos de decantação e dosagem de produtos químicos. São utilizados três produtos, o “reduz”, que reduz o pH; o acrylato, floculador; e o cloreto de polialumínio, floculante.
- Após a dosagem dos produtos, através de bombas centrífugas, bombeia-se a água para o flocodecantador, onde acontece a retenção dos sedimentos e a correção do pH.
- Depois de ser tratada, a água é transportada, por gravidade, até o silos de estocagem. Deles, a água pode retornar para o interior do túnel, através de uma bomba centrífuga; pode ser descartada, por gravidade, para o corpo hídrico ou pode ser utilizada para abastecer a central de concreto.

Figura 89 - Fluxograma da água no emboque 301 norte



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Figura 90: Estação de Tratamento de Efluentes



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Figura 91 - E.T.E. do emboque 301 norte



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

- **Oficina do Jumbo**

É o local onde se faz a manutenção rotineira do jumbo (perfuratrizes) como troca de óleo, abastecimento e amolação das ponteiros. Por enquanto, só existe no projeto, ainda será executada, no espaço entre a E.T.E e a central de concreto.

- **Central de Concreto**

Local onde é feito o concreto projetado nos taludes e no túnel, tendo próximo a baía de materiais. As rochas provenientes da escavação seguem para o canteiro central, onde são encaminhadas para o britador. Lá o material é decomposto em brita 2, brita 1, pedrisco e pó de pedra; e posteriormente é utilizado como agregado para o concreto projetado.

Figura 92 - Central Concreto e baía de agregados



Fonte: Empreendimento Nova Tamoiós, Contorno Sul.

- **Canteiro de Apoio**

O canteiro de apoio é feito com containers e possui dois pavimentos. No pavimento inferior tem-se os banheiros, chuveiros, vestiário, laboratório, sala da equipe do meio ambiente e qualidade e sala da equipe de topografia. No pavimento superior tem-se o refeitório, a sala da terceirizada, sala da produção e sala dos fiscais.

- **Conjunto fossa-filtro**

É destinado ao tratamento do esgoto gerado na frente de trabalho, principalmente no canteiro de apoio.

- **Caixas d'água de 5000L**

Sua função é fornecer água potável para o canteiro de apoio.

- **Bota-espera**

O “bota-espera” é a área destinada a estocagem temporária de material, para que seja reaproveitado futuramente em alguma etapa da obra, ou, para liberar a frente de trabalho, sendo posteriormente encaminhado para um “bota-fora”, local de despejo autorizado fora da obra (D.M.E., ou seja, depósito de material excedente).

- **Tanque de Emulsão**

Onde é feita a emulsão asfáltica utilizada na pavimentação e recuperação das vias de acesso ao emboque.

- **Cabine primária blindada e Subestação**

A cabine primária é o conjunto de equipamentos destinados a entrada de energia, medição de faturamento e proteção. A subestação é todo o conjunto de condutores, aparelhos e equipamentos destinados a modificar as características da energia elétrica, permitindo a sua distribuição aos pontos de consumo em níveis adequados de utilização. Juntamente com os geradores, foram o sistema de fornecimento de energia elétrica do túnel.

- **Compressores**

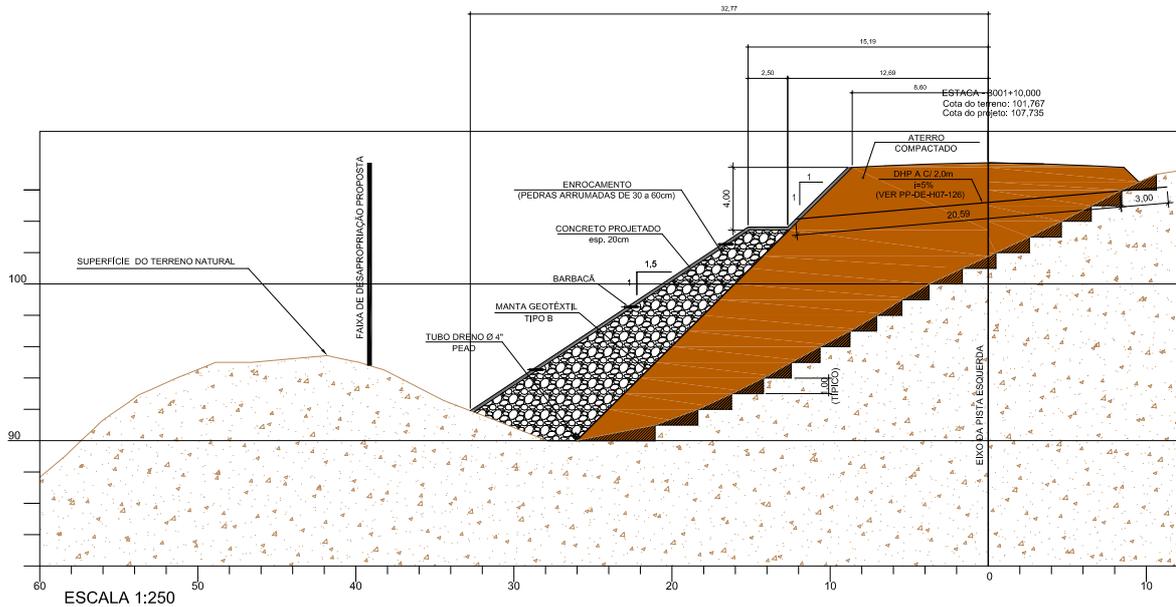
Fornecem ar comprimido para os equipamentos.

- **Taludes**

Na região da praça do emboque foram implantados taludes de corte e aterro. Do lado esquerdo há um talude de aterro feito com enrocamento 1,5(H):1(V), desde a estaca 3000+0,00 até a estaca 3010+0,00(figura); do lado direito, encontram-se taludes compactados executados com concreto projetado.

O método construtivo de talude com enrocamento é dividido em 4 etapas. A primeira etapa consiste em preparar a superfície do terreno natural escavando degraus de 1 m de altura e, em seguida, executa-se o aterro compactado em camadas, com inclinação conforme indicam os projetos dos cortes. Na segunda faz-se a escavação da sobrelargura do talude sobre o aterro feito anteriormente, coloca-se a manta geotêxtil sobre a superfície escavada, instala-se um tubo dreno no pé do talude, colocam-se pedras arrumadas de 30 a 60 cm, instalam-se os barbacãs e projeta-se a primeira camada de concreto. As etapas 1 e 2 são feitas em faixas de avanço de 2 m de altura, até que se atinja o topo do enrocamento, onde finaliza-se com a berma. Na terceira etapa escava-se a sobrelargura desde a berma do talude com enrocamento até o topo do talude final, projeta-se a primeira camada de concreto, instalam-se o DHP's seguidos da tela soldada Q 138 e projeção da segunda camada de concreto. A quarta etapa consiste em instalar a tela Q 138 e projetar a segunda camada de concreto, desde o pé do talude com enrocamento até a berma (Figura 93).

Figura 94 - Corte no talude com enrocamento do emboque 301 norte



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

11.3.5.3 Avanço do Túnel

No projeto de um túnel, a partir dos resultados do mapeamento geológico e da classificação do maciço, define-se: a metodologia de escavação; o comprimento do avanço; o tipo de suporte aplicado e sua distribuição na seção; a espessura do concreto projetado, dentre outros fatores. Para a escavação do túnel 301, foram utilizados os métodos de escavação NATM e “Drill and Blast”, e foram aplicados 5 tipos diferentes de seções (C, D, A2, B1 e B2) determinadas a partir de mapeamentos geológicos e geomecânicos, feitos pelo geólogo e pelo técnico em geologia, a cada avanço da frente de escavação.

O mapeamento geológico e geomecânico (ver anexo A) é um instrumento fundamental para o avanço do túnel, no qual é descrito o maciço registrando a presença e o posicionamento das falhas e foliações; a presença de água; o comprimento, espaçamento e preenchimento de fraturas; a resistência a compressão e o RQD. Com esses dados é possível calcular os índices RMR e Q de Barton, reclassificando o maciço exposto. O mapeamento geológico e a classificação do maciço, mostrados anteriormente, foram obtidos a partir de sondagens, as quais fornecem resultados de pontos específicos generalizados para o maciço todo. Eventualmente, algumas características do maciço podem passar despercebidas e por isso, é indispensável o mapeamento feito a partir do maciço exposto.

Com base nas características do maciço exposto, este é reclassificado, podendo

ocorrer modificações no tipo de seção adotada e na metodologia de escavação, tendo como o objetivo evitar seções superdimensionadas ou “overbreaks”, garantindo a segurança e estabilidade da escavação.

No caso do túnel 301, as alterações ocorreram desde a escavação da primeira seção. Inicialmente o projeto estabelecia a escavação com side-drift, mas após avaliação, verificou-se que a frente de escavação situava-se em maciço classe III, sem água. Por isso, a primeira seção foi escavada sem o side-drift previsto no projeto. Assim, a seção foi parcializada começando pela escavação mecânica da calota, deixando o pilão central (Figura 95).

Figura 95 - Escavação mecânica da calota – pista direita



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Os avanços da escavação em solo variam conforme o maciço e serão tratados mais adiante, mas o procedimento genérico consistiu em escavar a calota e colocar o suporte primário, definido no tratamento da seção adotada. Para a escavação em solo, caso do emboque do túnel, foram adotadas as seções tipo “C” e “D”, que utilizam cambotas metálicas como suporte e tirantes, finalizando com a projeção de concreto com espessura de 15 e 30 cm, respectivamente, sobre telas metálicas Q 138 (Figura 96).

Figura 96 - Projeção de concreto nas primeiras cambotas



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Prosseguiu-se com a escavação da calota deixando alguns metros de núcleo para garantir a estabilidade do maciço.

Figura 97 - Núcleo da escavação preservado



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Feito um conjunto de avanços, que depende da seção tipo aplicada, faz-se a concretagem do pé da cambota, chamado de pata de elefante (Figura 98). Também após um conjunto de avanços, definido pela seção tipo, são instaladas as enfilagens de teto e as pregagens de frente, para garantir a estabilidade e evitar a formação de “overbreaks” (Figura 99), e os DHP’s para drenar, quando necessário.

Figura 98 - Pata de elefante ou pé da cambota



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Figura 99 - Execução das enfilagens



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

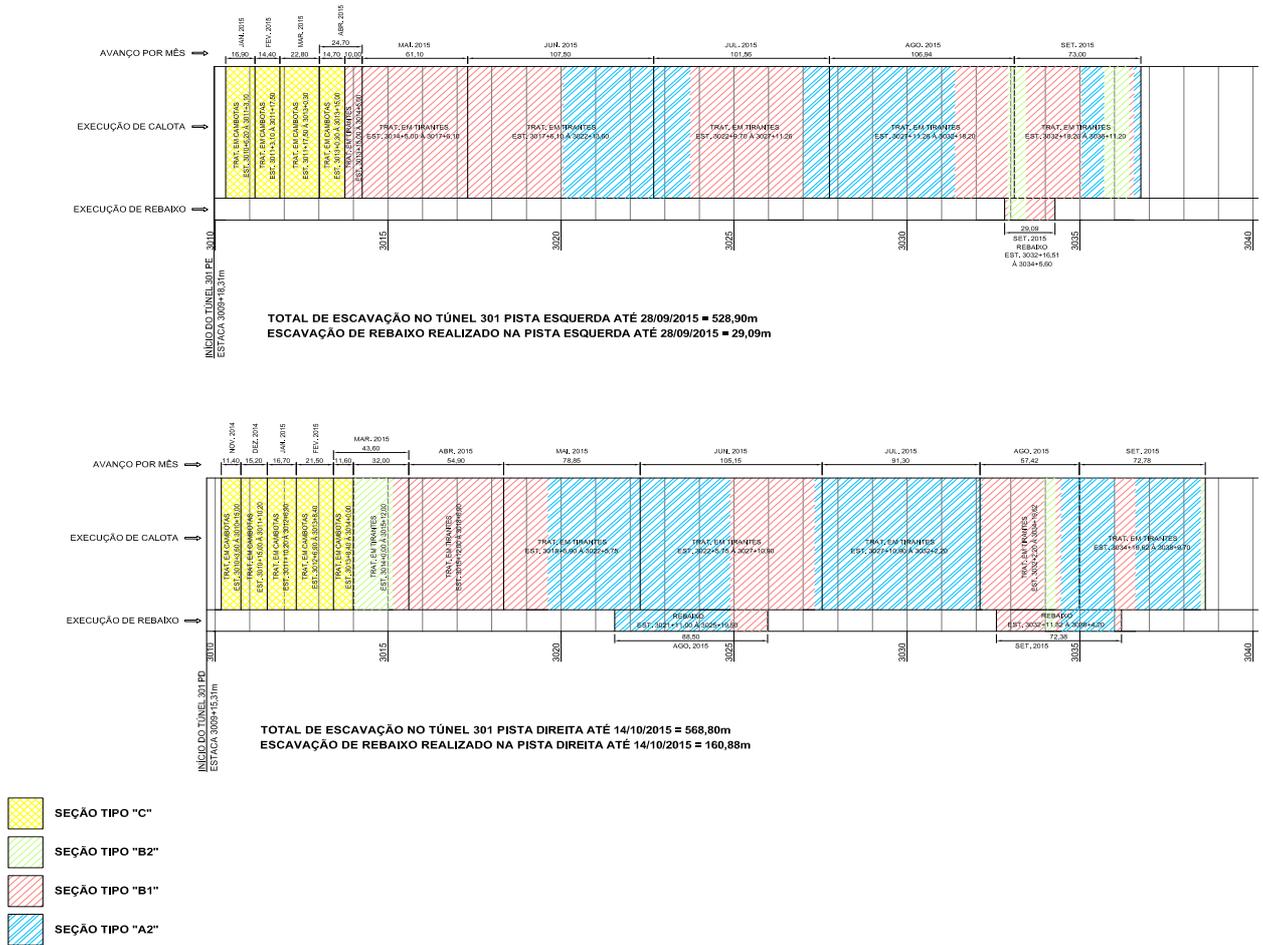
Após a execução das enfilagens, prossegue-se a escavação do próximo avanço, seguindo o mesmo procedimento já descrito.

Quando a frente de escavação atinge maciço que predominam rochas, utiliza-se o método “Drill and Blast” para detonação e faz-se o suporte com tirantes, concreto projetado e tela metálica, conforme especificações dos projetos das seções tipo (A1, B1 e B2). O plano de fogo é feito de acordo com as condições do maciço em cada avanço e o procedimento consiste em perfurar a frente para instalar as enfilagens e os explosivos, carregar os furos com explosivos, evacuar a frente, fechar os portões, detonar, ventilar o túnel, realizar limpeza da frente, executar o bate-choco e aplicar o tratamento do maciço. A profundidade do avanço varia conforme as condições do maciço.

As escavações do rebaixo, das seções alargadas e do túnel de ligação estão sendo realizadas por trechos e serão tratadas no item seções de projeto.

Conforme a escavação do túnel avança, são feitos acompanhamentos gráficos que indicam as seções aplicadas e os serviços realizados. A figura 100 apresenta o acompanhamento do túnel 301 para as pistas esquerda e direita, indicando a reclassificação do maciço exposto e as seções adotadas até o momento, e em seguida são abordadas algumas características de cada uma dessas seções, além dos projetos de drenagem da frente de escavação, do túnel de ligação e da seção alargada. Alerta-se que, o início da pista direita foi realizado com seção tipo “D”, embora não esteja explícito na Figura 100.

Figura 100 - Acompanhamento de escavação do Túnel 301



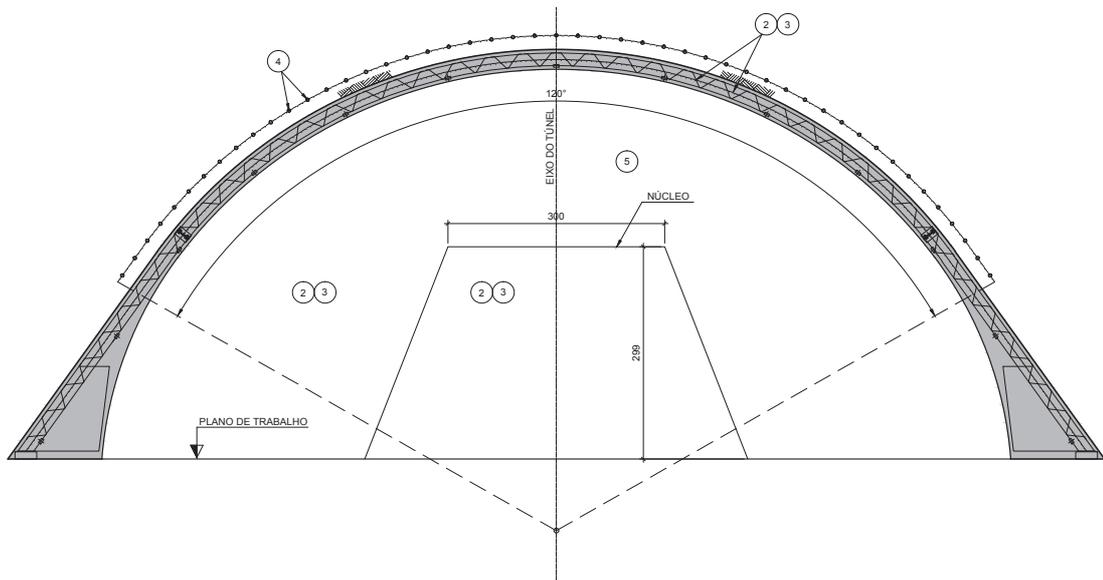
Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

11.3.5.3.1 Seções de Projeto

• **Seção Tipo C**

É aplicada aos primeiros avanço do túnel após execução das enfilagens e é dividida em calota e rebaixo. Para sua execução, escava-se um avanço de 0, 80 m deixando o núcleo, instala-se a cambota e aplica concreto projetado. Repete-se esse processo 7 vezes e executa-se um lance de 49 enfilagens na calota, com um ângulo de 8º em relação ao greide. Esse processo prossegue até que se atinja um cobrimento mínimo de 4 m do contato rocha alterada dura/ rocha sã.

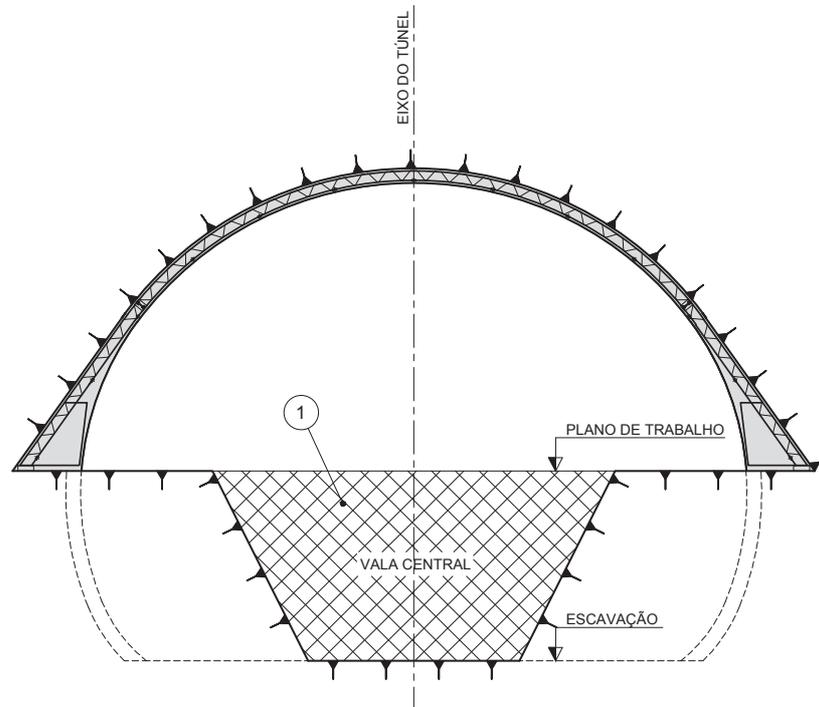
Figura 101 - Método Construtivo – Seção tipo “C”



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

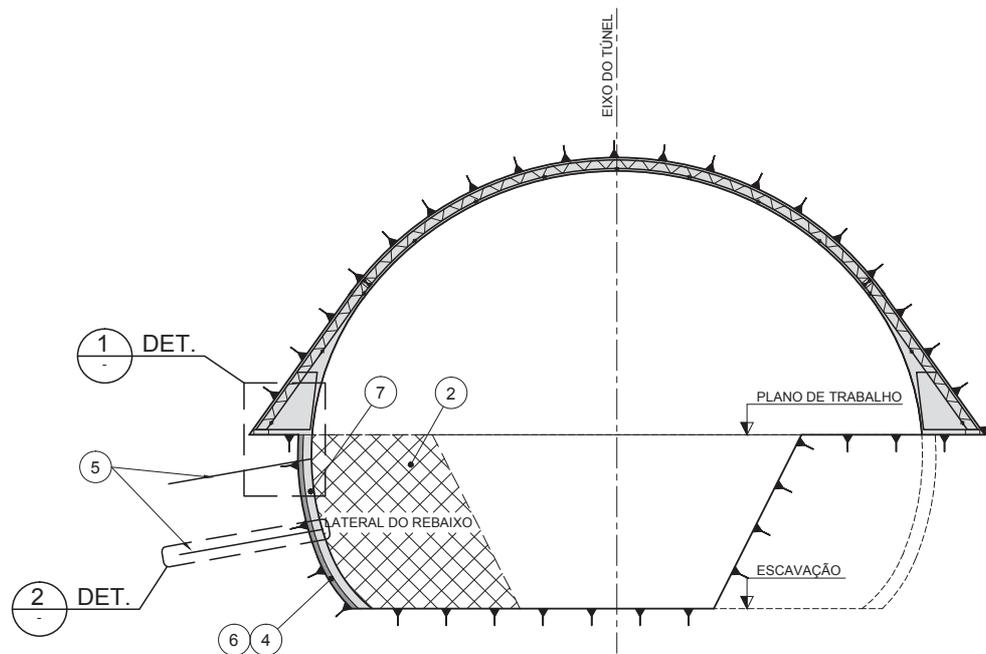
O rebaixo é feito a partir da escavação da vala central (Figura 102), que pode ser feita parcial ou totalmente, com fogo de bancada em avanços de 5 m. Depois escavam-se as laterais com fogo cuidadoso e avanços de 2 cambotas (Figura 103). Em seguida, apicoa-se o pé da cambota (Figura 104), para retirar o concreto incoerente, projeta-se 10 cm de concreto na parede do rebaixo, colocam-se os tirantes e projeta-se mais uma camada de 10 cm de concreto. Os tirantes são fixados com resina, sendo 1 m de ancoragem com resina de pega rápida e 2 m com resina de pega lenta, e inclinados 10° em relação a horizontal. Ao final a seção deve ficar como indicado na figura 105.

Figura 102 - Rebaixo – Vala central



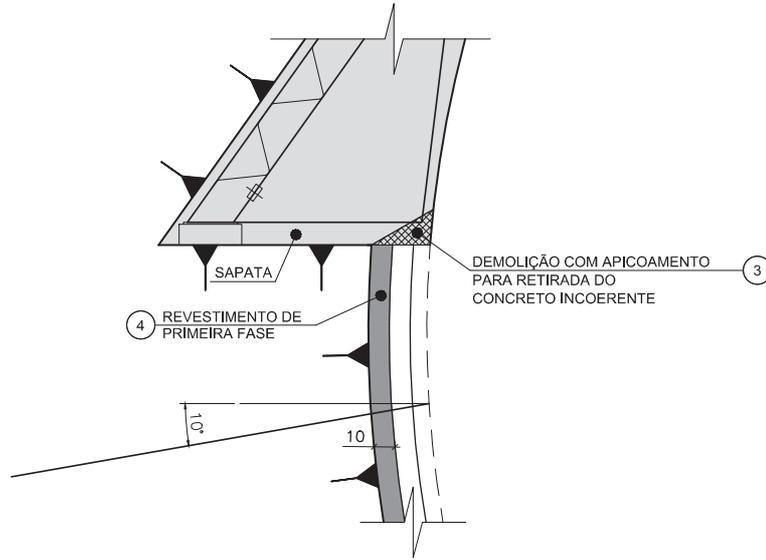
Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Figura 103 - Rebaixo – Laterais



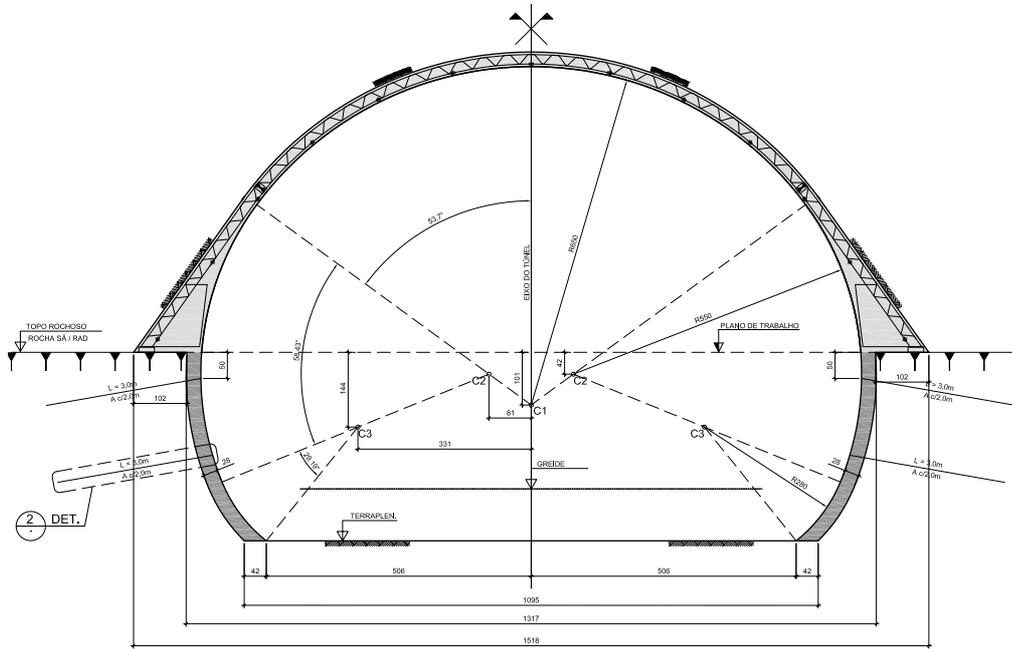
Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Figura 104 - Apicoamento



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Figura 105 - Forma final da seção tipo “C”, com AID

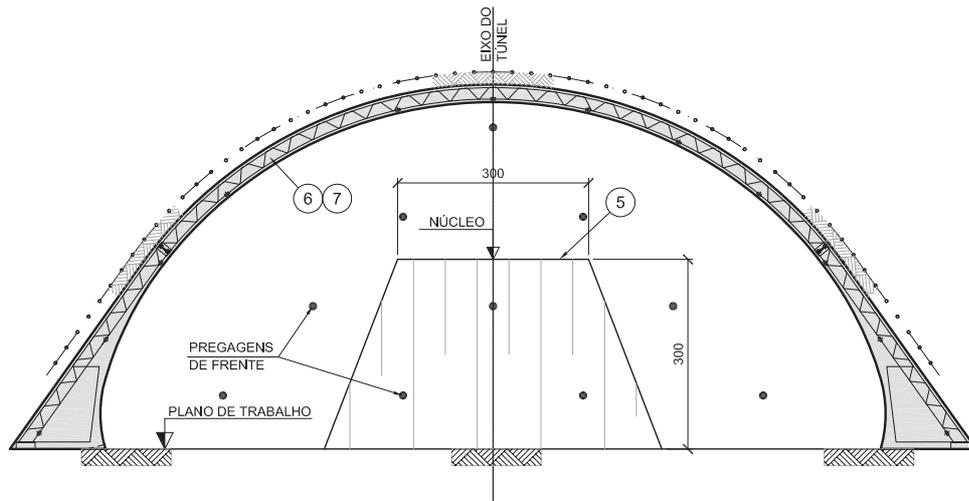


Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

- **Seção Tipo D**

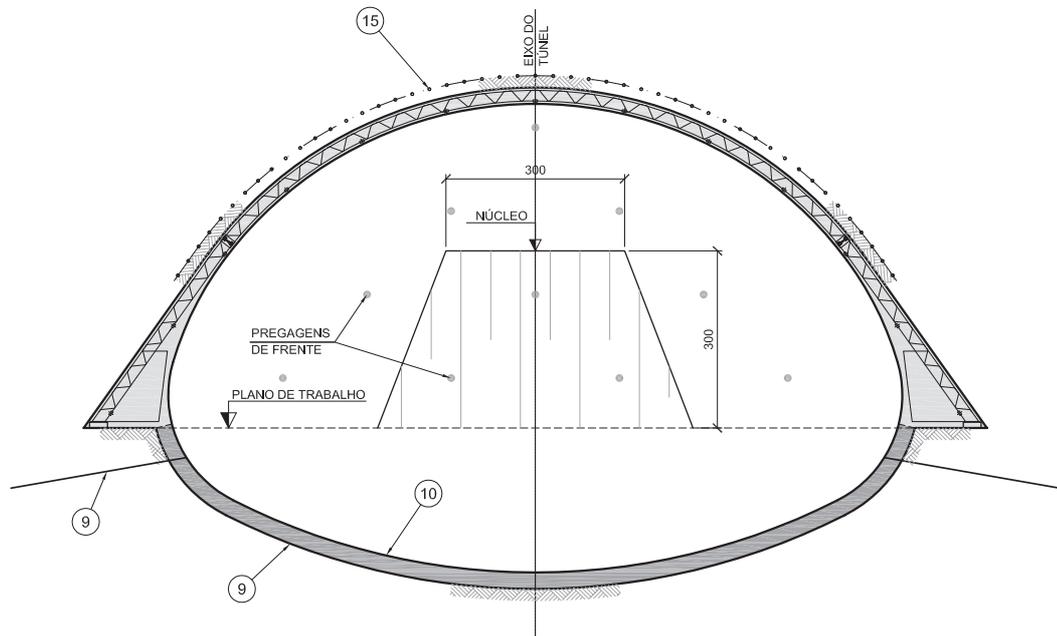
A seção tipo “D”, assim como a seção tipo “C”, é utilizada para maciços predominantemente terrosos. O método construtivo consiste em: avançar 0,80 m na escavação da calota, deixando um núcleo central; colocar cambotas e projetar concreto (Figura 106). Esse processo é repetido mais 3 vezes e, em seguida, o AIP (arco invertido provisório) começa a ser feito (Figura 107). Sua execução consiste em escavar 1,60 m no AIP, a uma distância de 3,20 m da frente, colocar chumbadores e projetar concreto. A cada 2 avanços na calota, é escavado o AIP e, ao final de 8 avanços da calota, é executado um lance de enfilagens, na calota, e pregagens, na frente.

Figura 106 - Seção plena – Seção tipo “D”



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Figura 107 - Forma final da seção tipo “D”, com AIP



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

i.

- **Seções Tipo A2, B1 e B2**

Como o método de execução das seções A2, B1 e B2 é o mesmo só mudando o comprimento do avanço, agrupou-se num item para sua explicação. Contudo, em seguida, serão destacadas as diferenças entre as seções aplicadas.

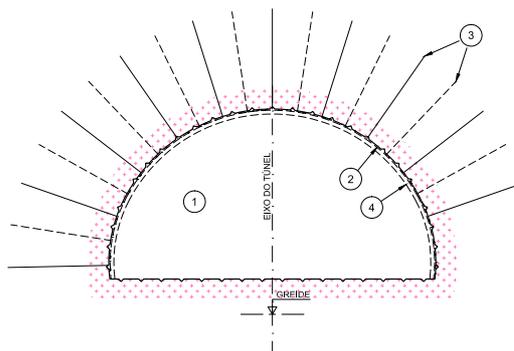
Tabela 20 - Medidas de avanço

QUADRO DE AVANÇOS (t)		
SEÇÃO TIPO	1/2 SEÇÃO (m)	REBAIXO (m)
B2	2,60	2,60
B1	3,20	3,20
A2	4,20	4,20
A1	4,20	4,20

Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

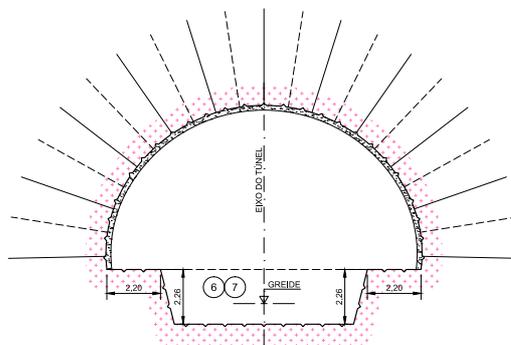
O método de execução é dividido em 4 etapas de escavação a fogo: meia-seção; caixão central; bancada lateral direita; bancada lateral esquerda. Na escavação da meia seção realiza-se um avanço; efetua-se o bate choco para remover os blocos soltos; limpa-se a superfície; efetua-se o banho de concreto projetado com 4 cm de espessura; instalam-se as telas metálicas, os tirantes e os pinos de controle de espessura do revestimento primário; e por fim, aplica-se concreto projetado nos avanços anteriores compondo o seu revestimento primário (Figura 108). Após a escavação da calota, escava-se o caixão central em 2 avanços (Figura 109). Em seguida, escava-se uma bancada lateral por vez da seguinte maneira: efetua-se um avanço; aplica-se 4 cm de concreto projetado; coloca-se tela metálica e projetam-se camadas sucessivas de concreto até atingir a espessura especificada de concreto para a seção tipo (Figura 110).

Figura 108 - Escavação da meia seção

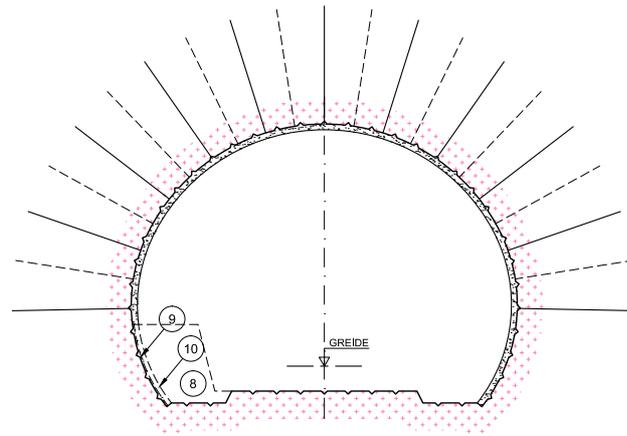


Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Figura 109 - Escavação do caixão central

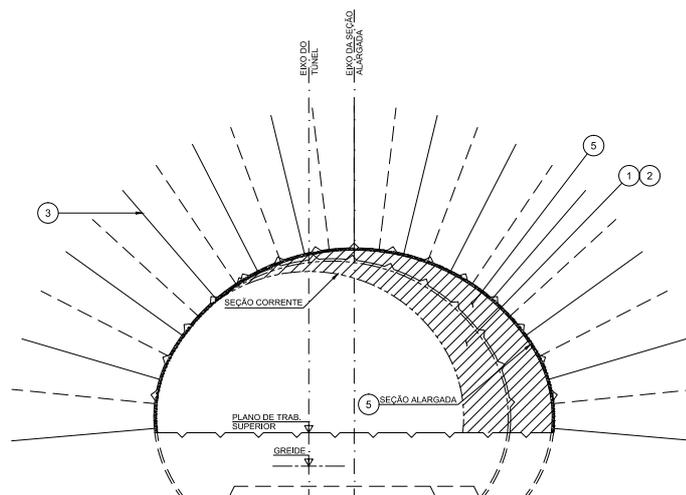


Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Figura 110 - Escavação da bancada lateral

Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Em trechos previstos com seção alargada o método construtivo da transição entre a seção normal e a alargada consiste em: escavar a meia seção com um avanço de 2 a 3 m; realizar o bate choco; aplicar 4 cm de concreto projetado no contorno; instalar os tirantes e os pinos de controle de espessura; aplicar tela metálica e concreto projetado em camadas sucessivas de 5 cm nos avanços anteriores. Esse procedimento é realizado até se atingir a largura máxima da seção alargada (Figura 111).

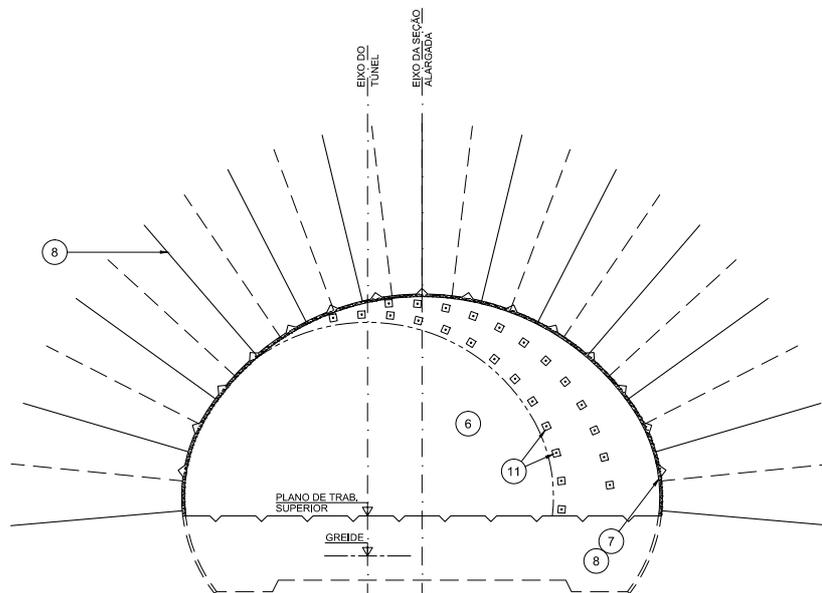
Figura 111 - Transição seção normal e seção alargada

Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Depois que se atingiu a largura máxima da seção alargada (Figura 112), executa-se o mesmo procedimento descrito anteriormente, porém com avanços de 4,20 m e tratando a face

exposta conforme determina a seção típica do trecho.

Figura 112 - Seção alargada após a transição.

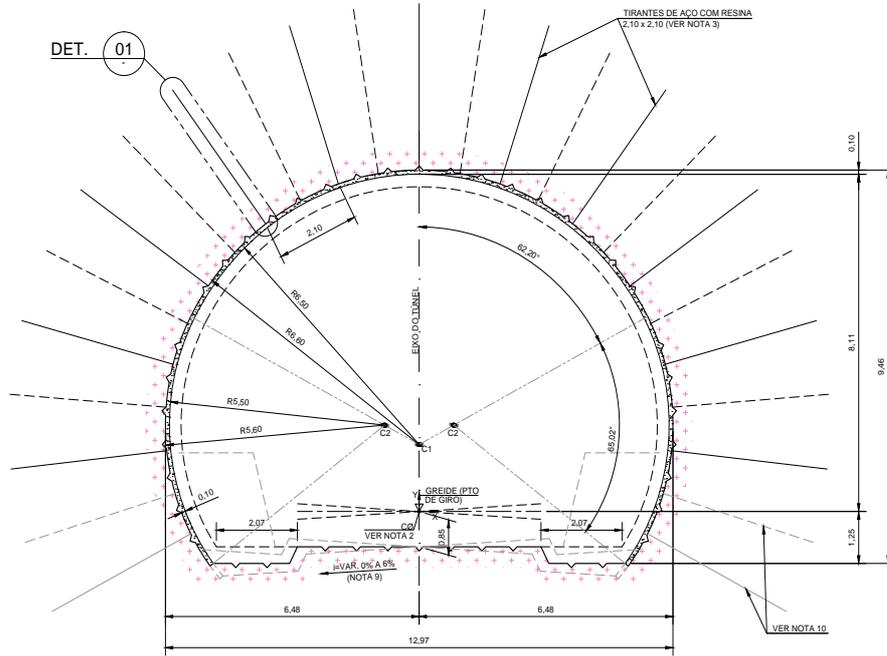


Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

– *Seção Tipo A2*

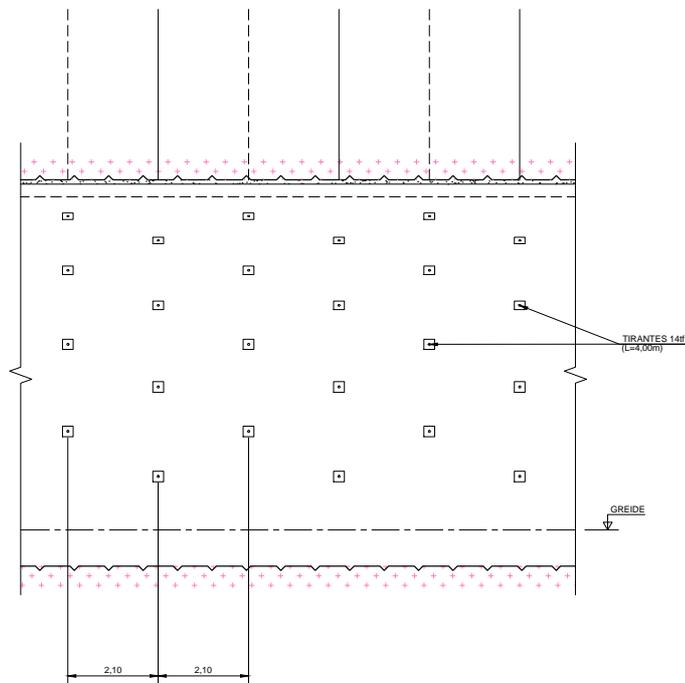
Os tirantes nessa seção possuem 4,00 m de comprimento e são colocados a cada 2,10 m, no entorno da calota, e a cada 2,10 m de avanço (Figuras 113 e 114).

Figura 113 - Seção tipo A2 – calota seção plena



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

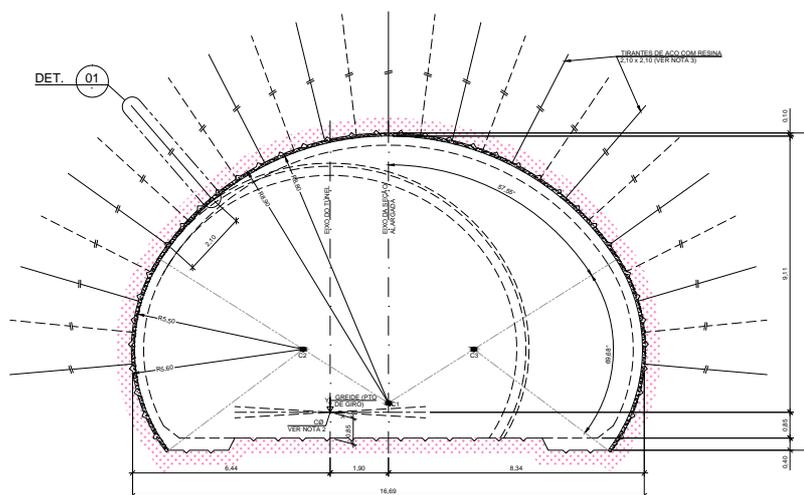
Figura 114 - Seção longitudinal tipo A2



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Após sua escavação da seção alargada são colocados tirantes com 6 m de comprimento a cada 2,10 m, distribuídos ao longo da calota e longitudinalmente no avanço (Figura 115).

Figura 115 - Seção plena alargada do tipo A2

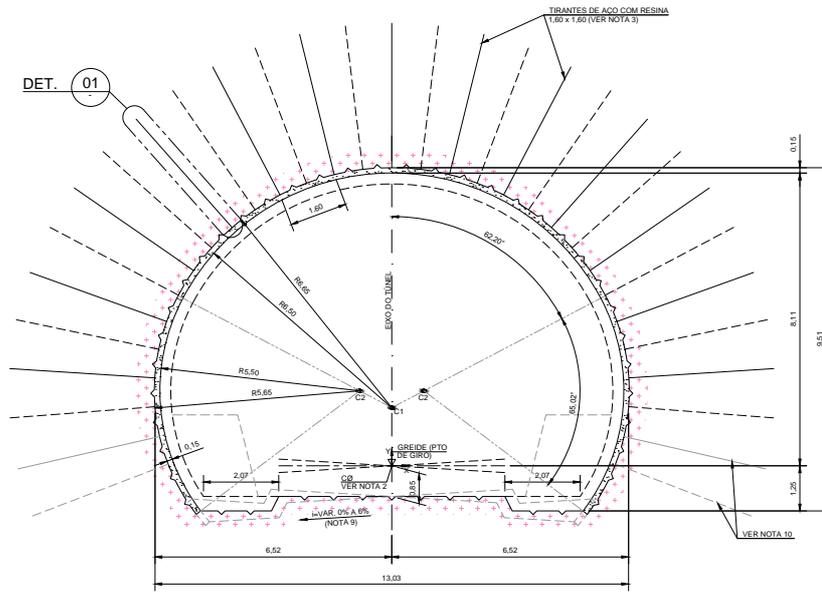


Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

– *Seção Tipo B1*

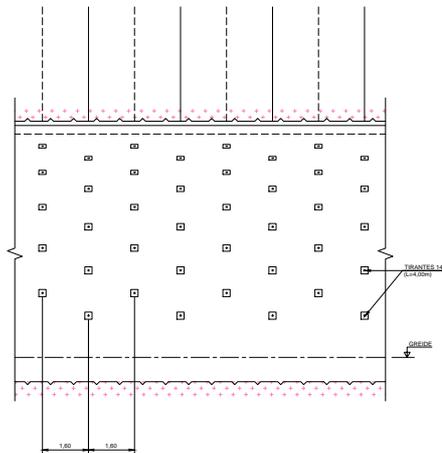
Os tirantes nessa seção possuem 4,00 m de comprimento e são colocados a cada 1,60 m no entorno da calota e a cada 1,60 ao longo do avanço e intercalado (Figuras 116 117).

Figura 116 - Seção tipo B1 – calota seção plena



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Figura 117 - Seção longitudinal tipo B1



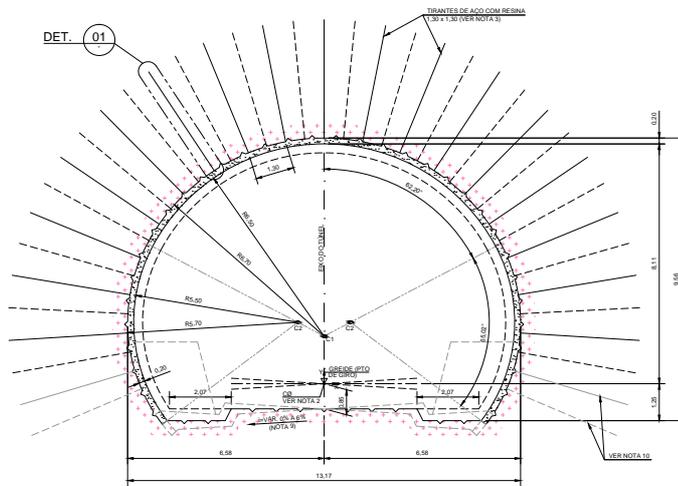
Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Após a escavação da seção alargada são colocados tirantes com 6 m de comprimento a cada 1,60 m, distribuídos ao longo da calota e longitudinalmente no avanço.

- *Seção Tipo B2*

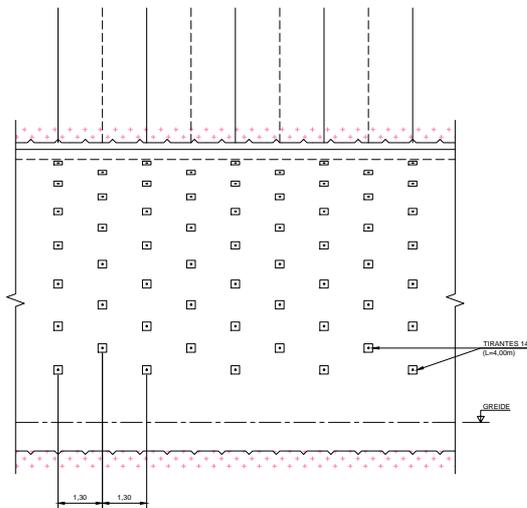
Os tirantes nessa seção possuem 4,00 m de comprimento e são colocados a cada 1,30 m no entorno da calota e a cada 1,30 ao longo do avanço e intercalado (Figuras 118 e 119).

Figura 118 - Seção tipo B2 – calota seção plena



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

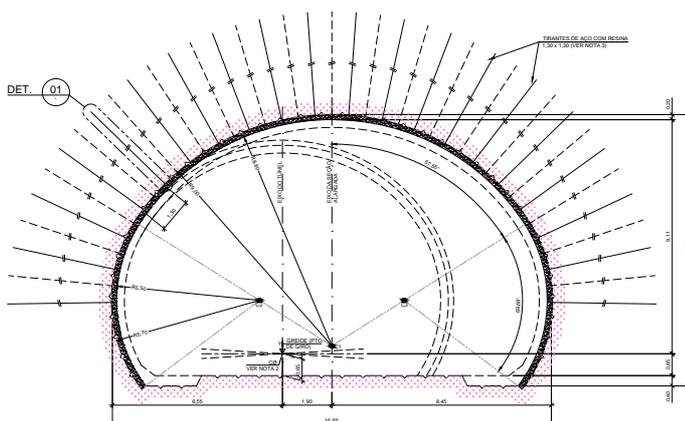
Figura 119 - Seção longitudinal tipo B2



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Após a escavação da seção alargada são colocados tirantes com 6 m de comprimento a cada 1,30 m, distribuídos ao longo da calota e no avanço intercalados longitudinalmente (Figura 120).

Figura 120 - Seção plena alargada do tipo B2

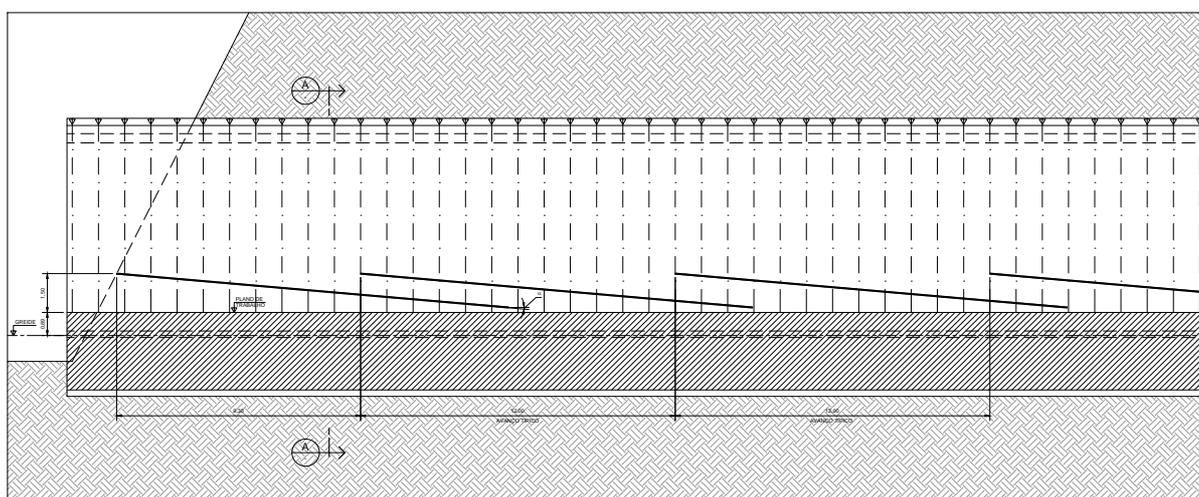


Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

- Drenagem

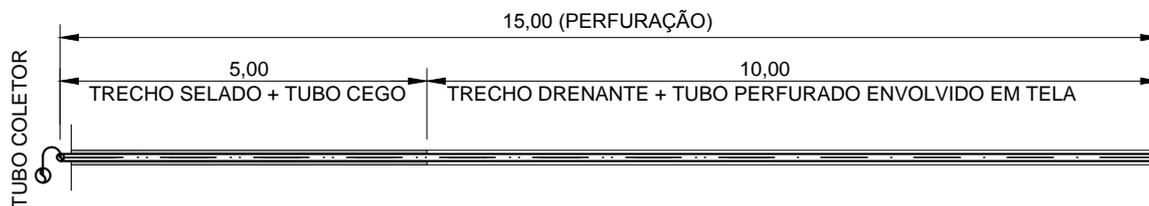
Na frente de escavação são instalados DHP's, um de cada lado, a 1,50 m do plano de trabalho com 23 m de comprimento e inclinados para baixo e para fora da seção do túnel ($\alpha=5^\circ$ e $\beta=8^\circ$). Funcionam a vácuo e sua função é drenar a água, mantendo a região que será avançada “seca” e garantindo a estabilidade do da escavação. Sua instalação se dá após avançar 9,30 m a partir do emboque e depois a cada 14 m.

Figura 121 - Perfil longitudinal do tratamento do maciço com DHP's.



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Os tubos drenos utilizados são de PVC de 2", com furos de 3 mm envoltos com tela dupla de nylon 0,5 mm e são selados no trecho inicial (5 primeiros metros) para impedir a perda de vácuo.

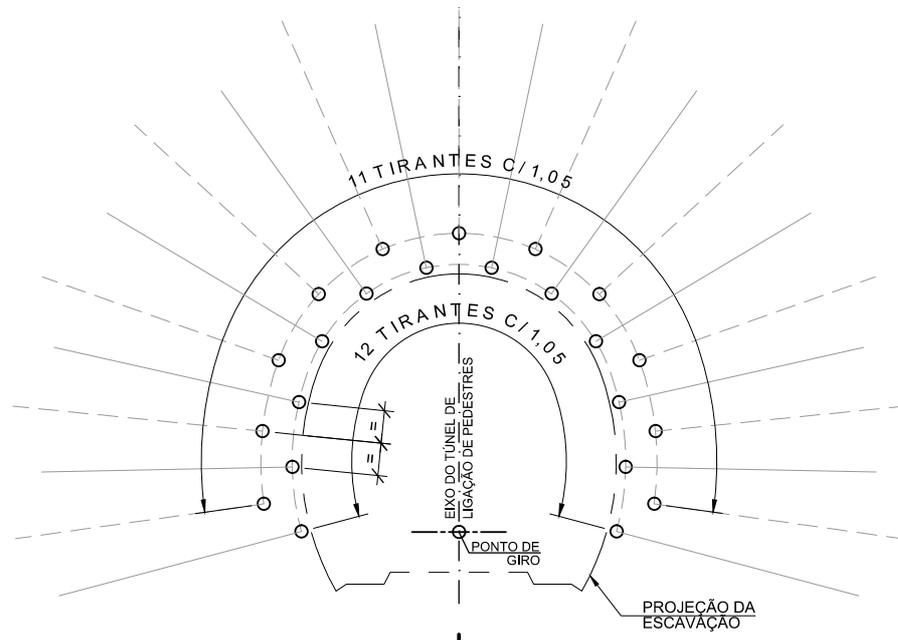
Figura 122 - Vista longitudinal do DHP.

Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul

- Túnel de Ligação de Pedestres

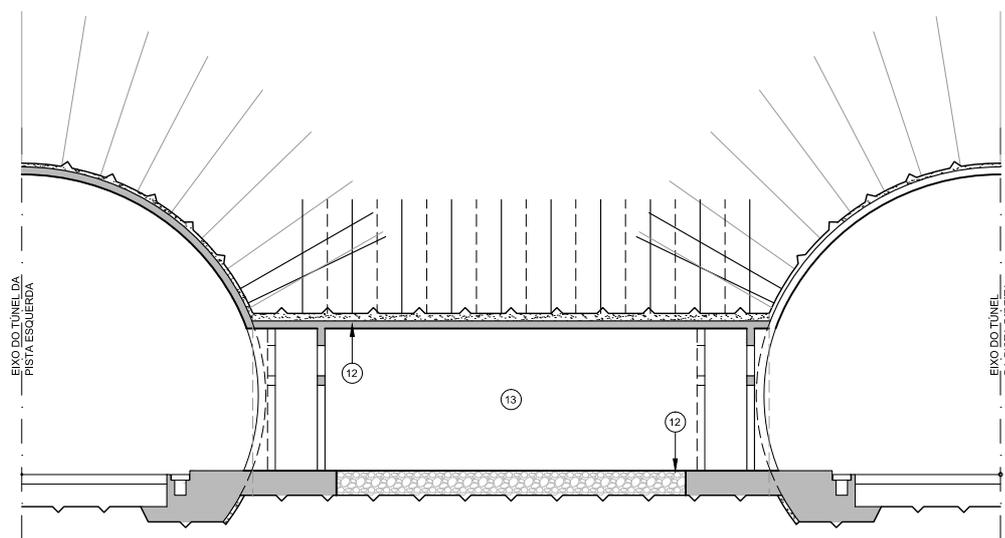
O processo de emboque do túnel de ligação é feito para túnel principal da direita e depois para o túnel principal da esquerda e consiste em: executar os tirantes, escavar à fogo um avanço de 1 m e, fazer a camada de regularização com concreto projetado para o encunhamento dos blocos, instalar os tirantes na seção escavada e os pinos de controle de espessura do concreto, projetar mais uma camada de concreto chamada de revestimento de primeira fase. Depois do emboque são feitos os avanços típicos a cada 2 m também a fogo, seguidos da regularização da superfície exposta, do atirantamento e da colocação dos pinos de controle de espessura. Os tirantes utilizados no túnel de ligação possuem 6 m de comprimento e são instalados a cada 1,05 m.

Figura 123 - Emboque – Posicionamento dos tirantes



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Figura 124 - Perfil do Túnel de ligação de Pedestres



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Figura 125 - Túnel de ligação de pedestres.



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

11.3.6.2 Alterações de Projeto

Por vezes, é inviável executar a obra segundo o projeto, devido a situações não previstas durante o seu dimensionamento. Quando isso ocorre, realizam-se mudanças no projeto as quais devem ser aprovadas pela fiscalização, feita pela equipe de acompanhamento técnico de obra (ATO). Autorizadas as modificações, executa-se a obra com os ajustes e, posteriormente, faz-se um relatório técnico explicando a razão das alterações, mostrando o projeto original e a solução adotada.

Por isso, este item tem por objetivo apresentar o que foi executado no túnel 301, até o momento, e como foi executado, mostrando as alterações nos projetos iniciais e nos métodos construtivos das pistas esquerda e direita.

- **Pista Esquerda**

A pista esquerda inicia na estaca 3010+6,20 m e, até o momento, foi executada até a estaca 3037+16,40 m. Do início até a estaca 3013+15,00 m foram utilizadas cambotas (seção C) como principal elemento de suporte, já que a área do emboque é formada majoritariamente por solo alterado de rocha. Desta estaca em diante, foram executadas as seções do tipo A2, B1 e B2. O túnel, nesta pista, possui rebaixo (está em seção plena) apenas no trecho entre as estacas 3021+17,60 m e 3037+10,80 m. Além disso, também já foram executados o primeiro trecho de seção alargada, desde a estaca 3032+16,51 m à 3033+14,50 m; e o túnel de ligação de passagem de pedestres da estaca 3022+11,76 m. Nesta pista, os avanços variaram entre 0,8 e 1,20 m, para o trecho de cambota (em solo); e entre 2,50 e 5,00 m para o trecho atirantado (em rocha).

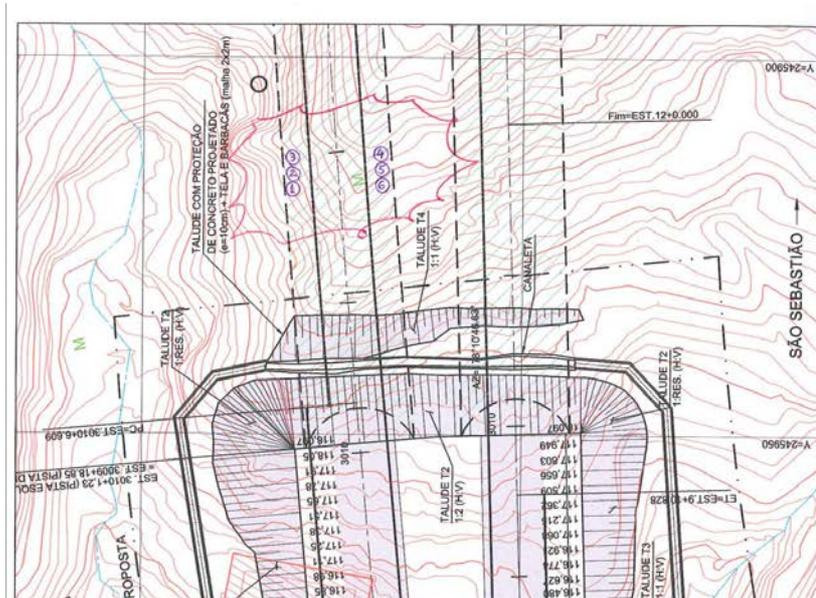
As alterações na execução dessa pista foram:

- *Alteração no tratamento do maciço*

Nos mapeamentos entre as estacas 3010 + 15,00 e 3010 + 20,00 m (Cambotas C14 a C22), feitos durante a escavação do túnel da pista esquerda, foi detectada na região dos pés da cambota uma rocha alterada mole e alguns trechos de saprólito. O saprólito é um horizonte de transição entre solos e rochas, no qual o solo possui a estrutura original da rocha-mãe, porém perde a sua consistência e desintegra-se completamente ao ser pressionado.

Por isso, foi necessário executar sondagens nesta área para auxiliar na definição do tratamento a ser aplicado. Assim, foram feitos 6 furos de investigação nos pés das cambotas C17, C19 e C21 (Figura 126).

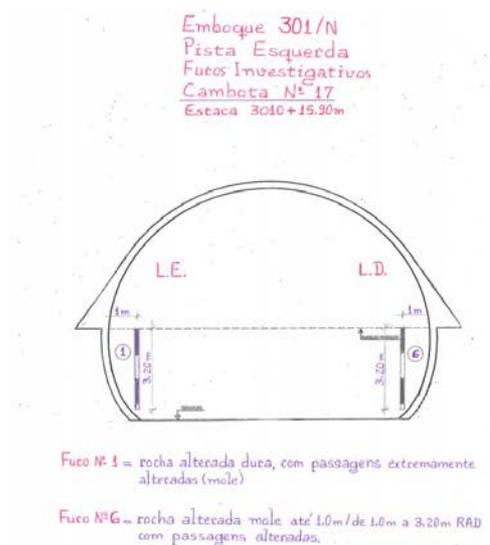
Figura 126 - Localização dos furos de investigação



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

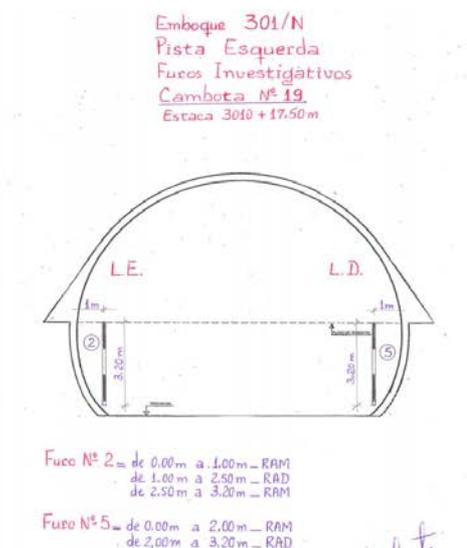
Os furos de investigação mostraram uma camada de rocha alterada mole, com fraturas de superfícies lisas com inclinações desfavoráveis, cuja tendência é subir ao longo dos avanços do túnel (Figuras 127 a 129).

Figura 127 - Furos de investigação na cambota 17



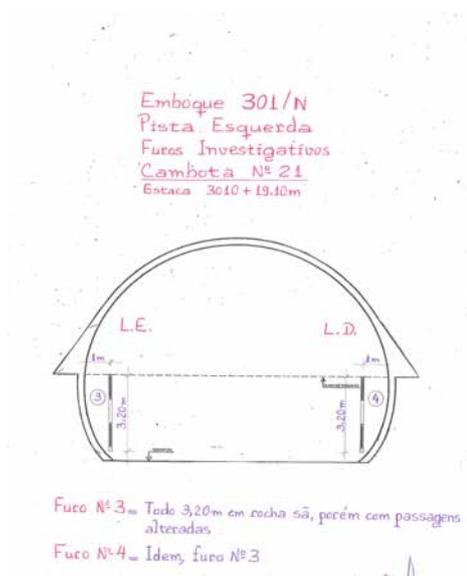
Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Figura 128 - Furos de investigação na cambota 19



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul

Figura 129 - Furos de investigação na cambota 21



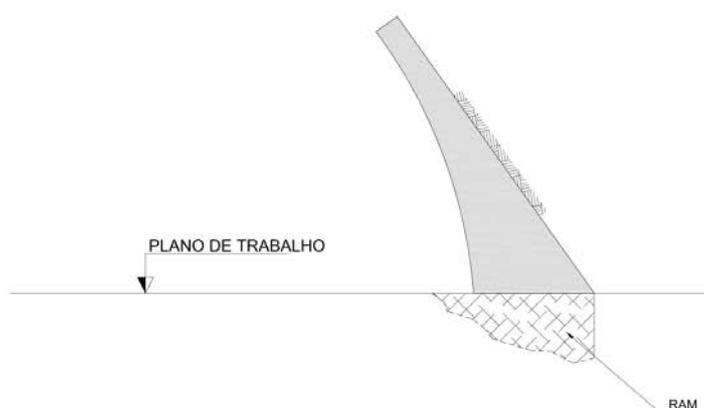
Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul

Optou-se por executar um tratamento, na região dos pés das cambotas C15 à C22, que garantisse a capacidade de suporte da rocha localizada em baixo da sapata. O tratamento foi aplicado sobre trechos de 1,00m de largura, alternando as cambotas e consistiu em:

- i. Quebrar o concreto projetado no pé da sapata sobre 1,00m de largura, deixando uma espessura mínima de 30 cm de concreto projetado(Figura 131);
- ii. Aplicar, chumbadores com 3,00m de comprimento em rocha e durante a perfuração,

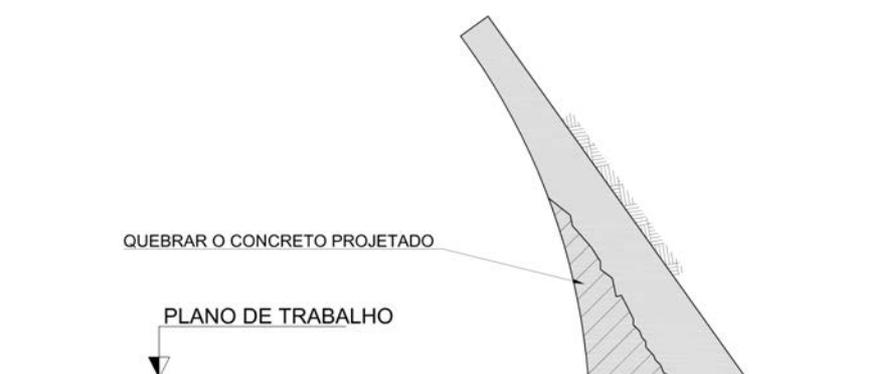
fazer a análise da qualidade da rocha (Figura 132). Caso a rocha fosse de boa qualidade (RS ou RAD) executavam-se chumbadores, projetava-se concreto até atingir a espessura inicial e tratava-se a próxima cambota; caso a rocha fosse de baixa qualidade (RAM ou Saprólito), retirava-se a rocha de baixa qualidade em baixo da sapata da cambota, executava-se os chumbadores, preenchia-se com calda de cimento; projetava-se o concreto na sapata até atingir a espessura inicial e tratava a próxima cambota (Figura 133).

Figura 130 - Situação inicial



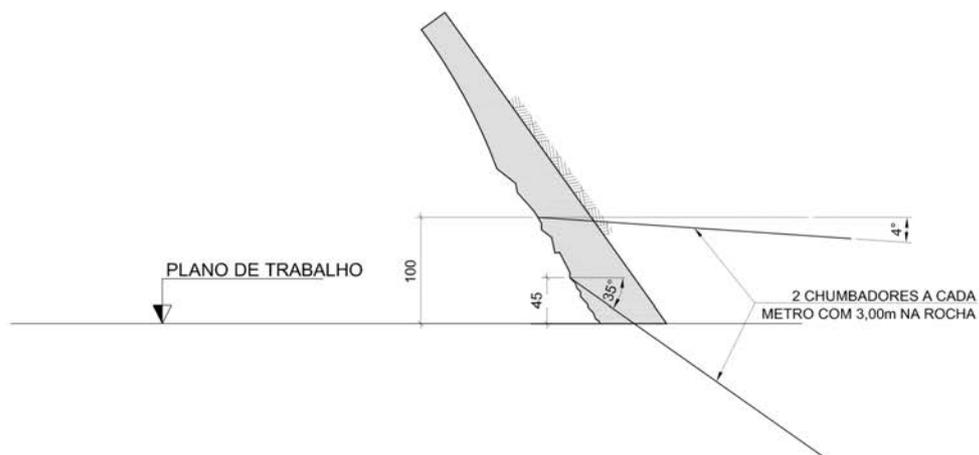
Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Figura 131: Etapa 1: Quebrar o concreto projetado



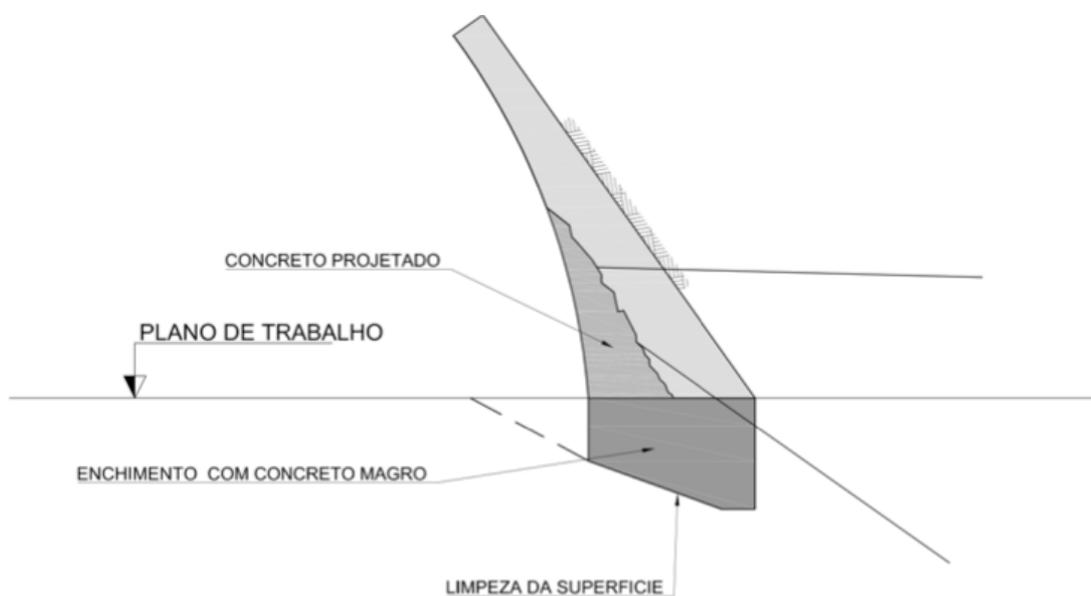
Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Figura 132 - Etapa 2: Execução dos chumbadores e avaliação da rocha perfurada



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Figura 133 - Etapa 3: Caso rocha de qualidade baixa - Limpeza e enchimento de calda de cimento

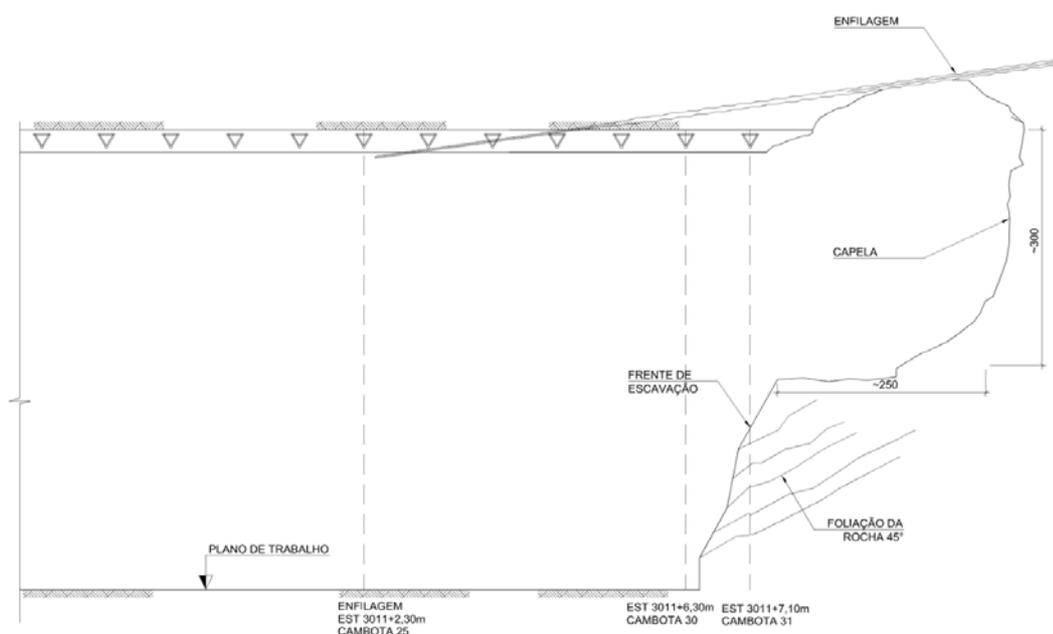


Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

– *Tratamento na sobreescavação*

Durante a escavação do túnel da pista esquerda, após a detonação executada na estaca 3011+7,10m, ocorreu a formação de uma capela de aproximadamente 2,5 m de profundidade e 3,0m de altura, na parte superior da frente de escavação, devido a foliação da rocha escavada (Figura 134 e 135). A inclinação da foliação é de 45° no sentido desfavorável. E a propagação do fenômeno na cobertura do túnel foi limitada pelas enfilagens de teto.

Figura 134 - Esquema ilustrando a formação da capela.



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

De modo a proteger a frente de escavação e evitar outras quedas de blocos, foi projetada uma camada de concreto de 10 cm sobre a frente de escavação (Figura 136).

Figura 135: Overbreak- Estaca 3011+7,30- Zoom



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Figura 136: Frente de serviço protegida com concreto projetado - Estaca 3011+7,30

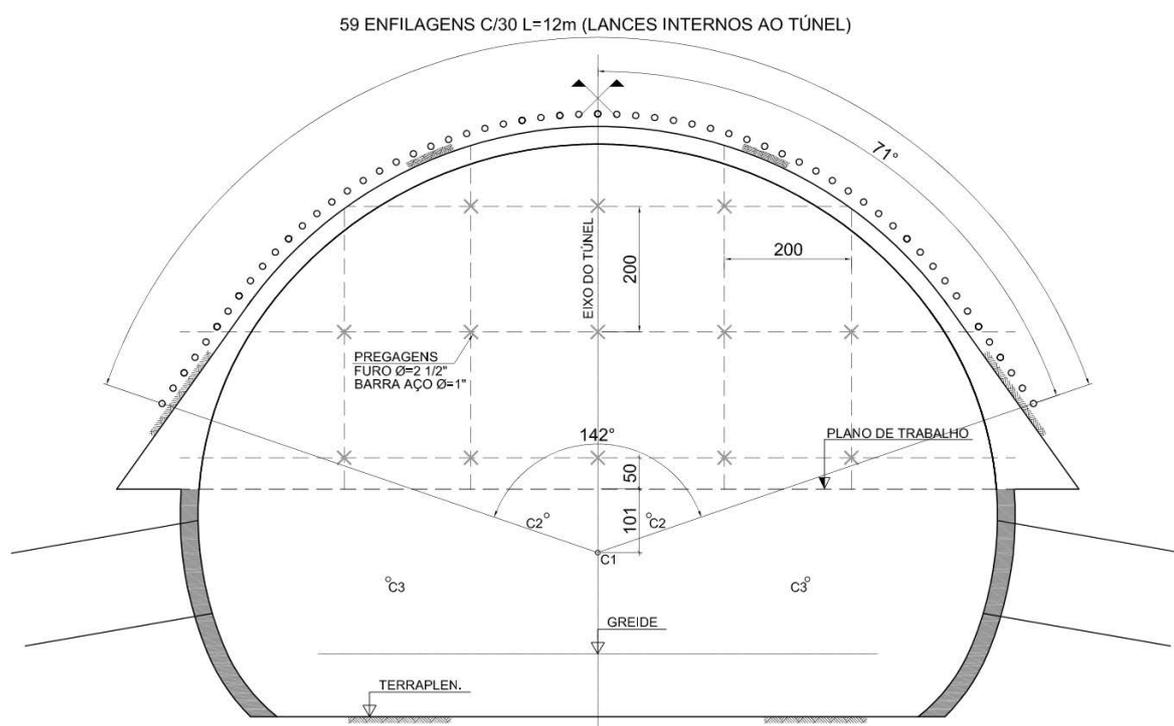


Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

O tratamento foi aplicado na estaca onde ocorreu o “overbreak” com o objetivo impedir a ocorrência desse fenômeno durante a execução dos próximos avanços. Por isso, até que ocorresse a mudança da foliação da rocha na frente de escavação, foram executadas pregagens e modificados os lances de enfilagens. O tratamento consistiu em:

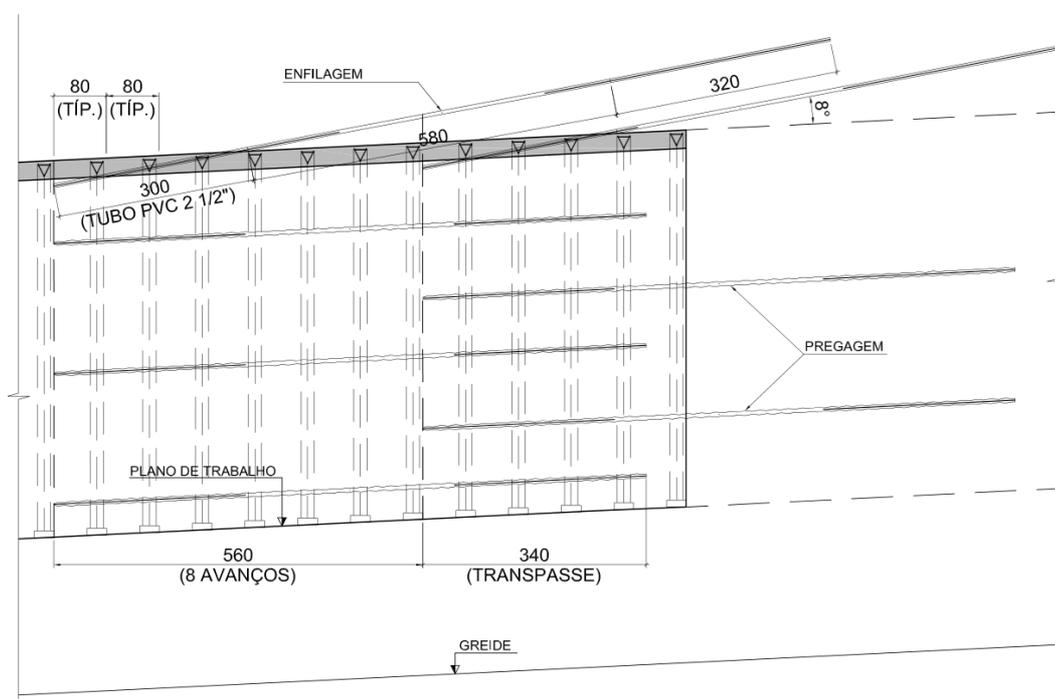
- i. Remover o núcleo e executar pregagens de 9,00 m com uma malha de 2,0m x 2,0m. As pregagens foram executadas a cada 5,60 m, deixando assim um transpasse de 3,40m entre cada lance. Os furos das pregagens aplicadas possuíam diâmetro de 2 ½ ” com barras de aço de 1” (Figura 137 e 138).
- ii. As enfilagens de tubo schedule de 15,00m foram substituídas por 12,00m, executadas a cada 5,60m deixando assim um transpasse de 6,40 m entre cada lance. O número e a disposição frontal das enfilagens foi de 59 enfilagens com espaçamento $e=30\text{cm}$ sobre um raio de 142° a partir do centro C1.

Figura 137: Disposição da pregagens e das enfilagens-Vista frontal



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Figura 138: Disposição da pregagens e das enfilagens-Vista longitudinal

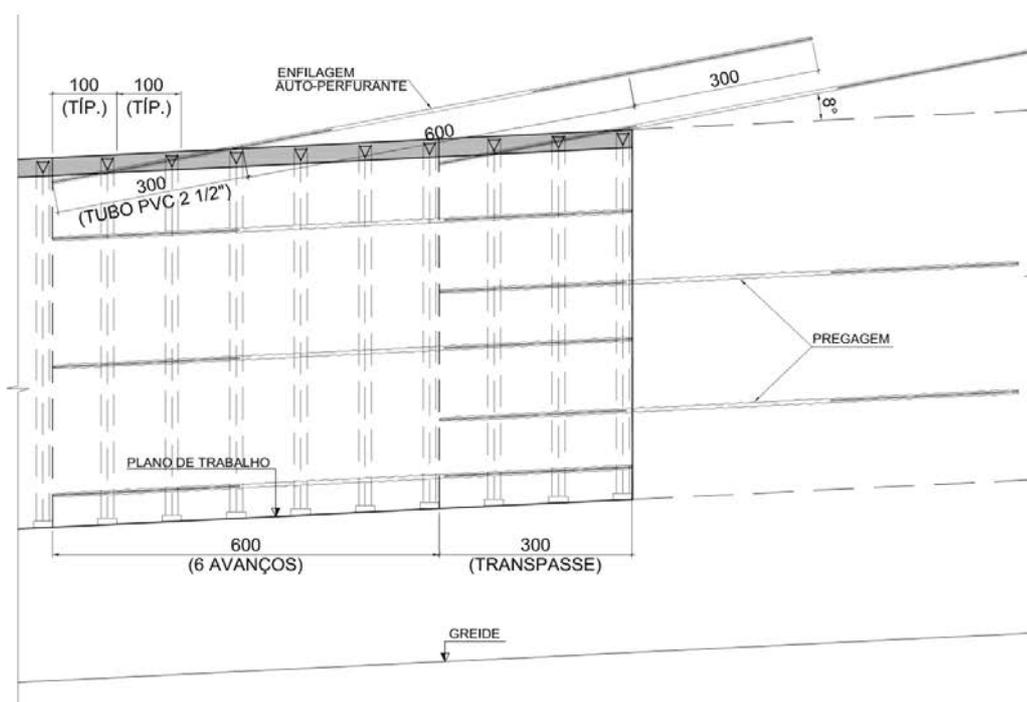


Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

– *Alteração nos avanços com fogos*

A partir da estaca 3011+8,70m, houve melhora da qualidade da rocha, passando o maciço a se compor predominantemente de rocha sã (RS) com algumas passagens no teto de rocha alterada (RAD/RAM). Os planos de foliação ainda eram desfavoráveis ao avanço da escavação, contudo a qualidade da rocha atingia índices RMR superiores a 30. Por essas razões, foram liberados avanços com fogos de 1,00 m, a partir da estaca 3011+12,70, mantendo as pregagens de frente e as enfilagens a cada 6,00m (transpasse de 3,00m).

Figura 139: Avanços da pista esquerda a partir da estaca 3011+12,70m



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

▪ Pista Direita

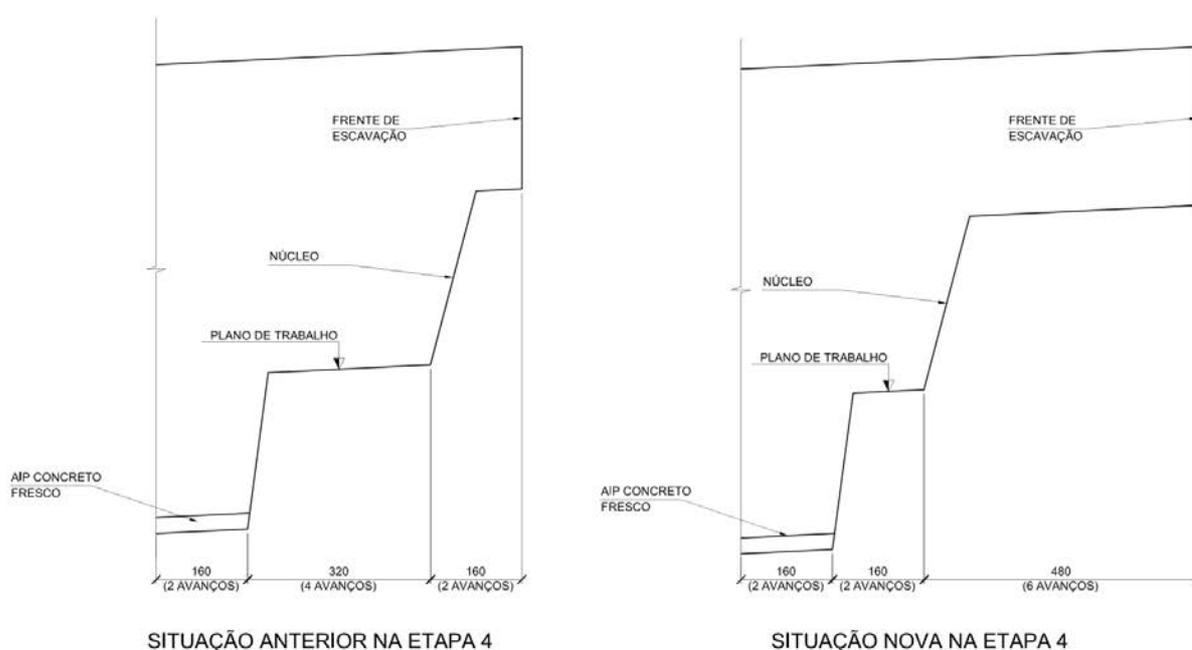
A pista esquerda inicia na estaca 3010+3,60 m e, até o momento, foi executada até a estaca 3040+11,60 m. Do início até a estaca 3013+19,20 m foram utilizadas cambotas (seções C e D) como principal elemento de suporte, já que a área do emboque é formada majoritariamente por solo alterado de rocha. Desta estaca em diante, foram executadas as seções do tipo A2, B1 e B2. O túnel, nesta pista, possui rebaixo (está em seção plena) apenas no trecho entre as estacas 3021+11,00 m e 3037+10,20 m. Além disso, também já foi executado o primeiro trecho de seção alargada, desde a estaca 3032+11,82 m à 3036+18,30 m, e o túnel de ligação de passagem de pedestres da estaca 3022+11,76 m. Nesta pista, os avanços variam entre 0,8 e 1,00 m, para o trecho de cambota(em solo); e entre 1,30 e 5,00 m para o trecho atirantado (em rocha).

As alterações realizadas nos projetos para a pista direita foram:

– *Arco Invertido Provisório(AIP)*

Foi efetuada uma mudança na sequência de execução do arco invertido provisório (AIP), mais especificamente na 4ª etapa, na qual o núcleo será desenvolvido sobre 6 avanços para garantir a estabilidade da frente de escavação (no projeto eram 2 avanços).

Figura 140: Situação do núcleo após a alteração

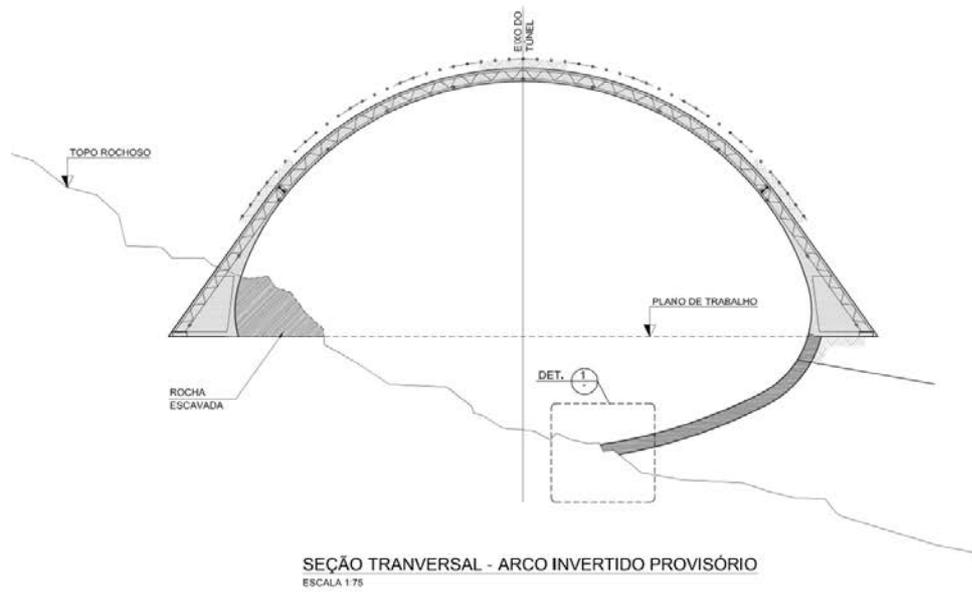


Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

– *Execução do Arco Invertido Provisório(AIP) em rocha*

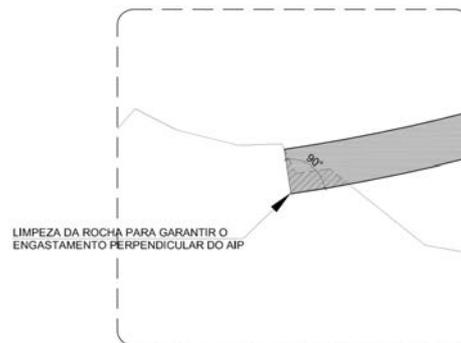
Quando a escavação se encontra em rocha sã, não há necessidade de se completar a totalidade do arco invertido provisório. À vista disso, engasta-se o AIP na rocha sã efetuando a limpeza da rocha, para garantir o engaste perpendicular (Figuras 141 e 143).

Figura 141: Seção transversal do túnel com AIP



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Figura 142: Detalhe 1



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

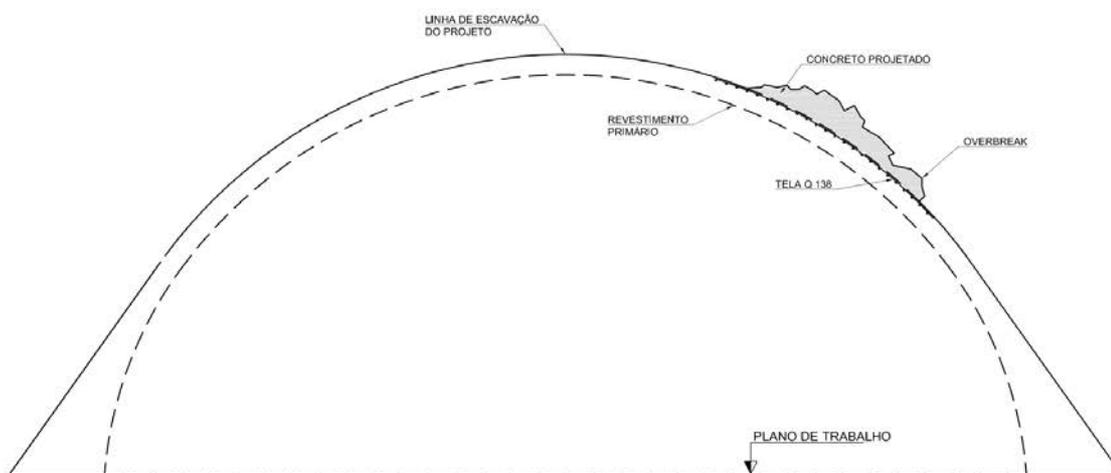
– *Espaçamento das Enfilagens*

Devido a melhoria da qualidade do maciço a partir da estaca 3010+17,40, onde o mapeamento geológico da frente de escavação apresentou um maciço misto de RS/RAD/RAM, classificado como classe IV. Assim, foi liberada a execução das enfilagens com um espaçamento de 40 cm ao invés dos 30 cm previstos no projeto inicial.

– *Tratamento de “overbreaks”*

Nos trechos de rocha alterada mole (RAM) em que ocorreu “overbreak”, a fim de preencher a sobreescavação provocada e de modo a garantir estabilidade e a estética do túnel, foi utilizada tela, para que o concreto projetado aderisse de forma mais eficiente.

Figura 143: Tratamento de “overbreaks”



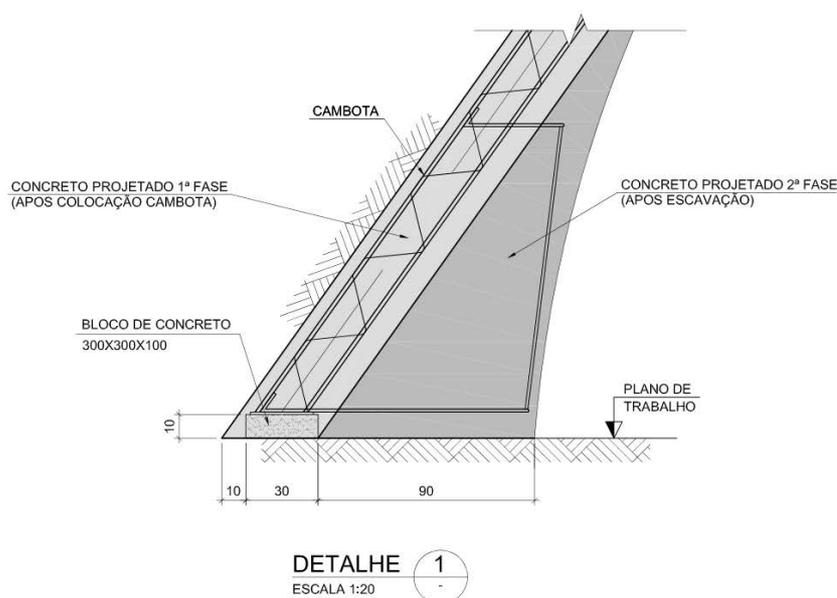
Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

- **Ambas as pistas**

- *Pé da Cambota*

A concretagem do pé da cambota era prevista em projeto para ocorrer em uma fase. Contudo, verificou-se a necessidade de se deixar espaço para a escavação mecânica entre a cambota e o núcleo. Assim, alterou-se projeto, passando o pé da cambota a ser concretado em duas fases: uma após a colocação da cambota; e a outra, após a escavação mecânica da frente, em que é concretada a pata de elefante (Figura 144).

Figura 144: Detalhe do pé da cambota para as duas pistas

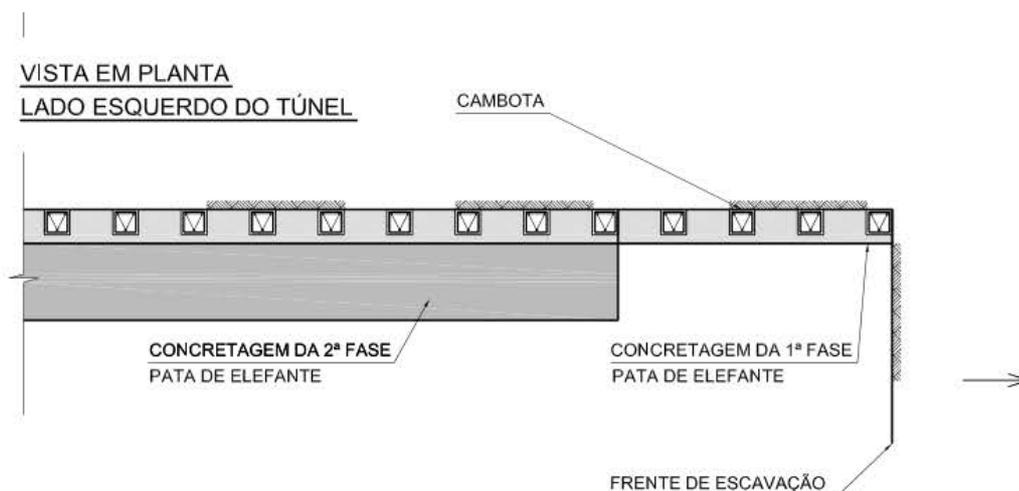


Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

A sequência das fases de concretagem do pé da cambota foi realizada da seguinte forma (Figura 145):

- Realizaram-se 4 avanços com cambotas concretadas sem pata de elefante;
- Concretagem da pata de elefante para a 5ª cambota a partir da frente de escavação e todas depois desta.

Figura 145: Fases de concretagem do pé da cambota- Vista em Planta



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

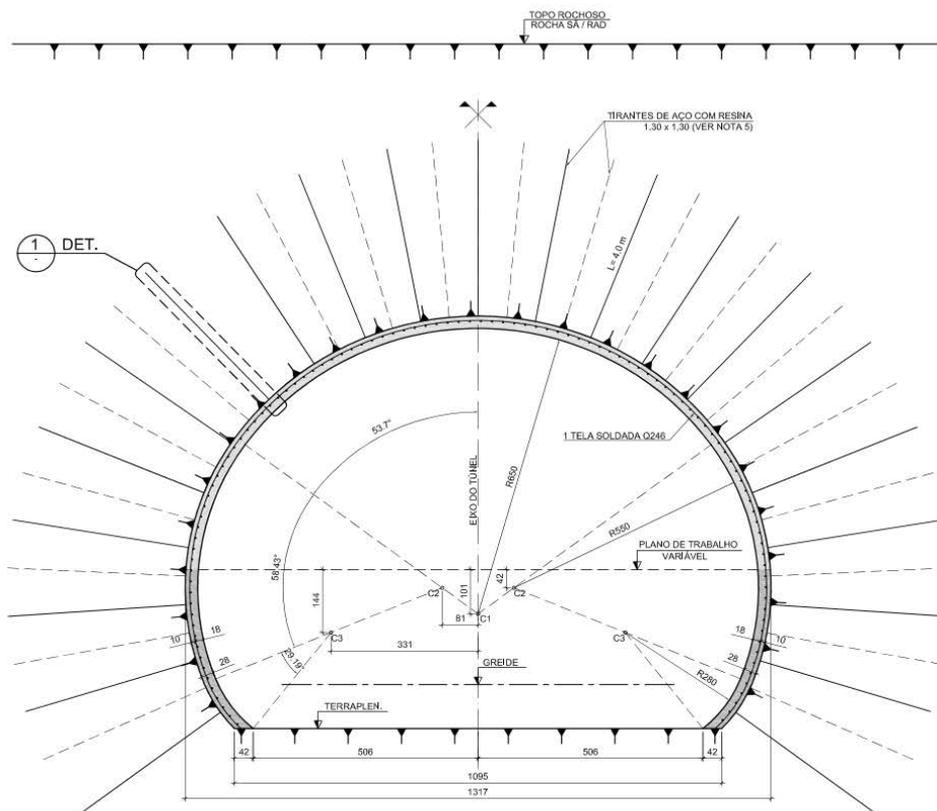
- *Transição da seção tipo C para seção em rocha*

Como, pode se observar nas figuras da seção tipo “C”, o seu plano de trabalho encontra-se em uma cota de 2,62 m acima da cota do greide. Já no caso das seções típicas dos túneis, dimensionadas para escavações em rocha (A2, B1 e B2), o plano de trabalho para a execução da calota se encontra em uma cota de 1,41 m acima da cota do greide. Dessa forma, foi necessário executar uma transição com um desnível de 1,21m para passar de um plano de trabalho para o outro, até a execução do rebaixo do túnel. Essa transição foi realizada através de uma rampa cuja inclinação era de 7%.

A partir da estaca onde foram aplicadas as seções tipo para escavação em rocha, foi executada a seção de transição até se alcançar a cota desejada. Para isto, foram realizados rebaixos sucessivos a cada avanço, cujo plano de fogo foi adaptado. Desta forma, foi dimensionada a seção de transição (figura) onde será utilizada a mesma distribuição de tirantes que a seção tipo “B2”(maciço classe IV), com uma espessura de revestimento de 28cm e tela metálica Q246. Um cálculo de verificação foi realizado para justificar a escolha desse tratamento. Os avanços previstos no projeto para seções tipo B2 são de 2,60m. Assim como ilustrado na figura , em função da declividade do greide, foi necessário 10,75 m para

atingir a cota do plano de trabalho da seção tipo “B2”, ou seja, 4 avanços e 35cm. Cada degrau tinha altura de aproximadamente 20 cm e sobre eles foi feito um aterro para formar a rampa.

Figura 146: Seção de transição



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

11.3.7 Serviços Auxiliares

Foram feitas instalações de rede elétrica, tubulação de água, tubulação de ar comprimido e ventiladores no túnel.

A rede elétrica é utilizada para a iluminação do túnel com lâmpadas e para fornecer energia para o funcionamento de equipamentos como o jumbo. As tubulações de água retiram da frente de escavação as águas da drenagem, transportam para fora do túnel a água utilizada na perfuração e trazem para dentro do túnel a água que será utilizada no jumbo. A tubulação de ar comprimido é instalada para auxiliar o jumbo na perfuração. E o ventilador é necessário para ventilar o túnel após as detonações, diminuindo a concentração de gases tóxicos.

Figura 148: Interior do túnel – sistemas auxiliares



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Figura 149: Encaixe do ventilador no portão do túnel



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

11.3.8 Instrumentação

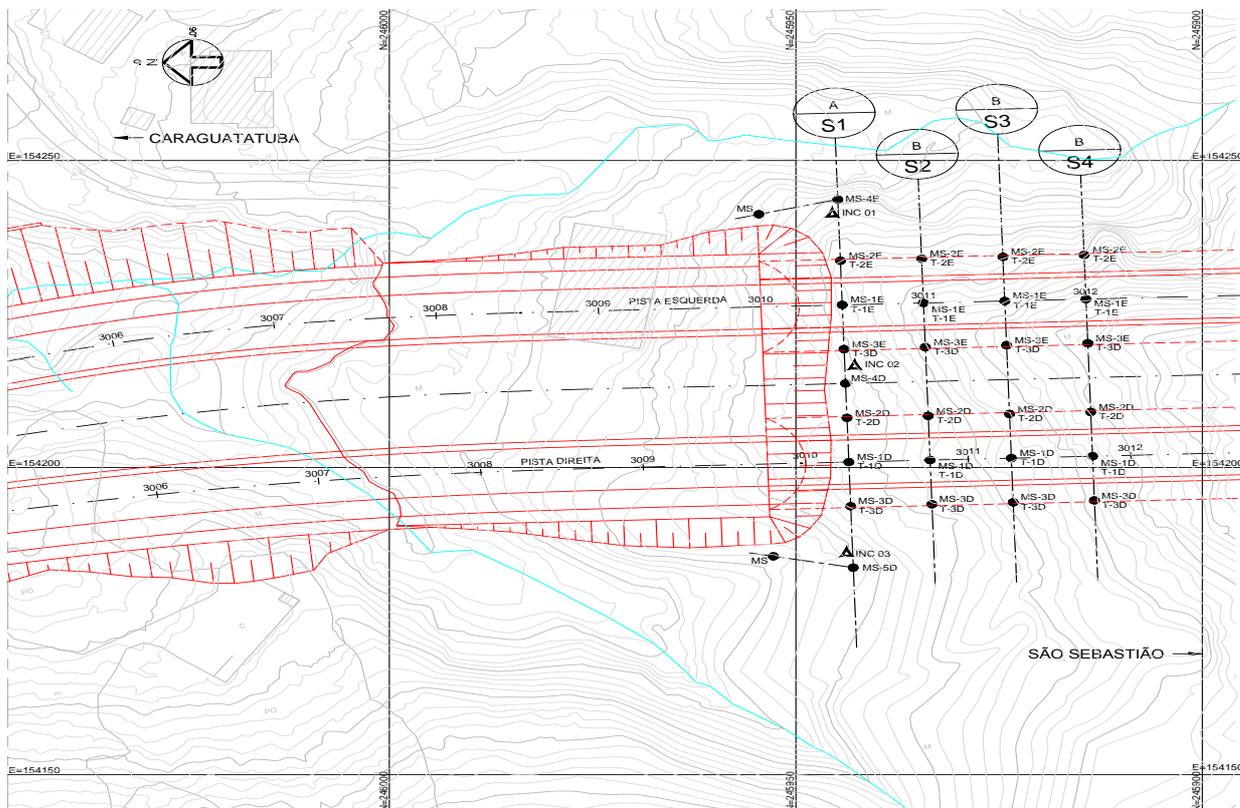
O acompanhamento da escavação do túnel 301 foi realizado com instrumentação externa e interna, com o intuito de monitorar o desempenho da obra e de assegurar a segurança.

A avaliação da segurança não depende apenas dos resultados das instrumentações, esses devem ser analisados em conjunto com outros aspectos como comportamento do gráfico de recalque, trincas no maciço ou nas estruturas, infiltrações e instabilidades locais. Portanto, a análise dos resultados deve englobar os gráficos dos resultados das instrumentações; o diário de obras, que indica todos os eventos ocorridos e que podem influenciar nos resultados das instrumentações; os sinais nas estruturas e maciços e as premissas do projeto.

11.3.8.1 Instrumentação Externa

A instrumentação externa foi aplicada na região do emboque através de tassômetros, inclinômetros e marcos superficiais (Figuras 150 e 151). Os instrumentos foram instalados em 4 seções, uma do tipo “A”(Figura 152) e 3 do tipo “B”(Figura 153) e seu monitoramento iniciou antes da escavação do túnel, quando foram realizadas leituras para zeragem.

Figura 150: Planta de distribuição da instrumentação externa



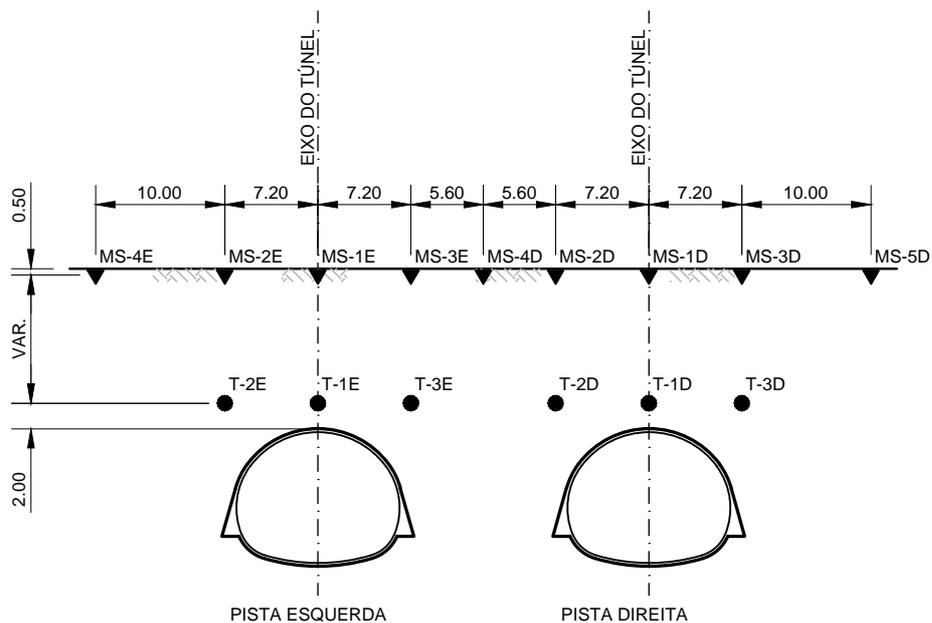
Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Figura 151: Simbologia da instrumentação

- MARCO SUPERFICIAL ▼
- TASSÔMETRO ●
- INCLINÔMETRO ▲

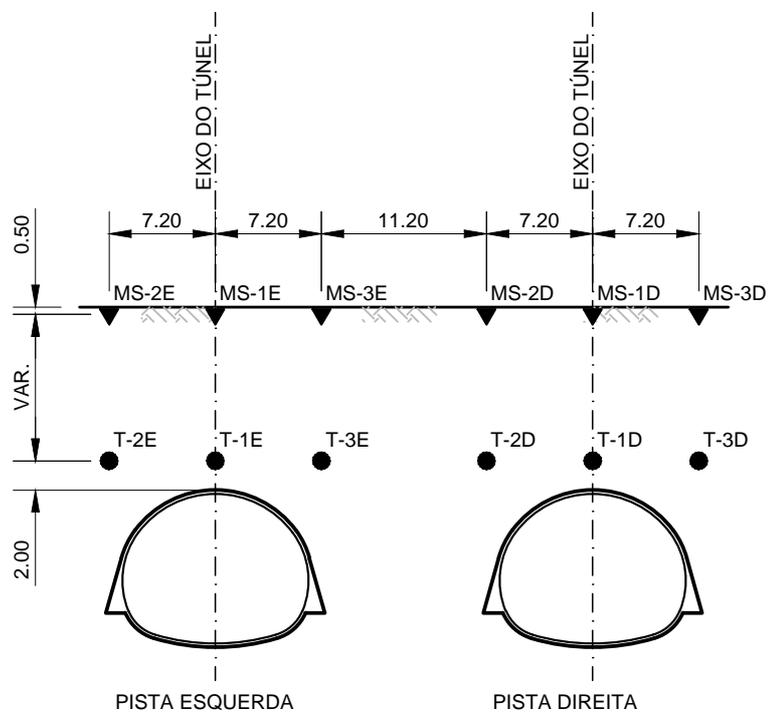
Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Figura 152: Seção tipo “A”



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

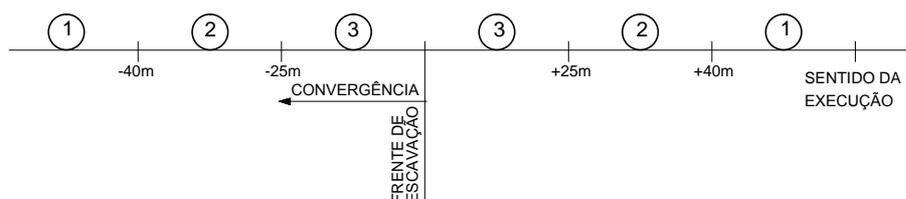
Figura 153: Seção tipo “B”



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

A frequência da leitura da instrumentação externa do túnel depende do posicionamento do instrumento em relação a frente de escavação. A leitura é realizada tanto nos instrumentos localizados antes da frente de escavação, como para os que estão depois (Figura 154). Quando se situam há mais de 40 m da frente, as leituras são realizadas mensalmente(1); quando estão entre 25 e 40 m da frente, as leituras são efetuadas 3 vezes por semana(2); quando os instrumentos localizam-se a menos de 25 m da frente, as leituras são diárias(3).

Figura 154: Critério geral para a leitura da instrumentação



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Frequências diferentes das estabelecidas no critério acima podem ser definidas em função dos resultados obtidos. Também deve-se realizar leitura adicional no dia seguinte aos com precipitação superior a 20 mm.

- Tassômetro ou “Benchmark”

Foram instalados a 2 m da abóbada, em locais livre de movimentação (ver anexo A).

- Inclínômetro

Foram instalados inclinômetros com 12 m de profundidade, a 2 m da face do talude e com embutimento mínimo de 3 m em rocha (ver anexo B). Através dos inclinômetros são obtidas leituras do seu deslocamento horizontal(em milímetros) a cada metro (Figura 155). Essas leituras, feitas periodicamente, são agrupadas e plotadas em gráfico (Figura 156) para analisar se o deslocamento está dentro de limites aceitáveis determinados pelos projetistas.

Figura 155: Leituras de um inclinômetro.

Cota de Boca : 100,00m
Cota de Instalação : 88,00m
Data da Zeragem : 22/07/2015 06:07

INCLINÔMETRO I-301N-02

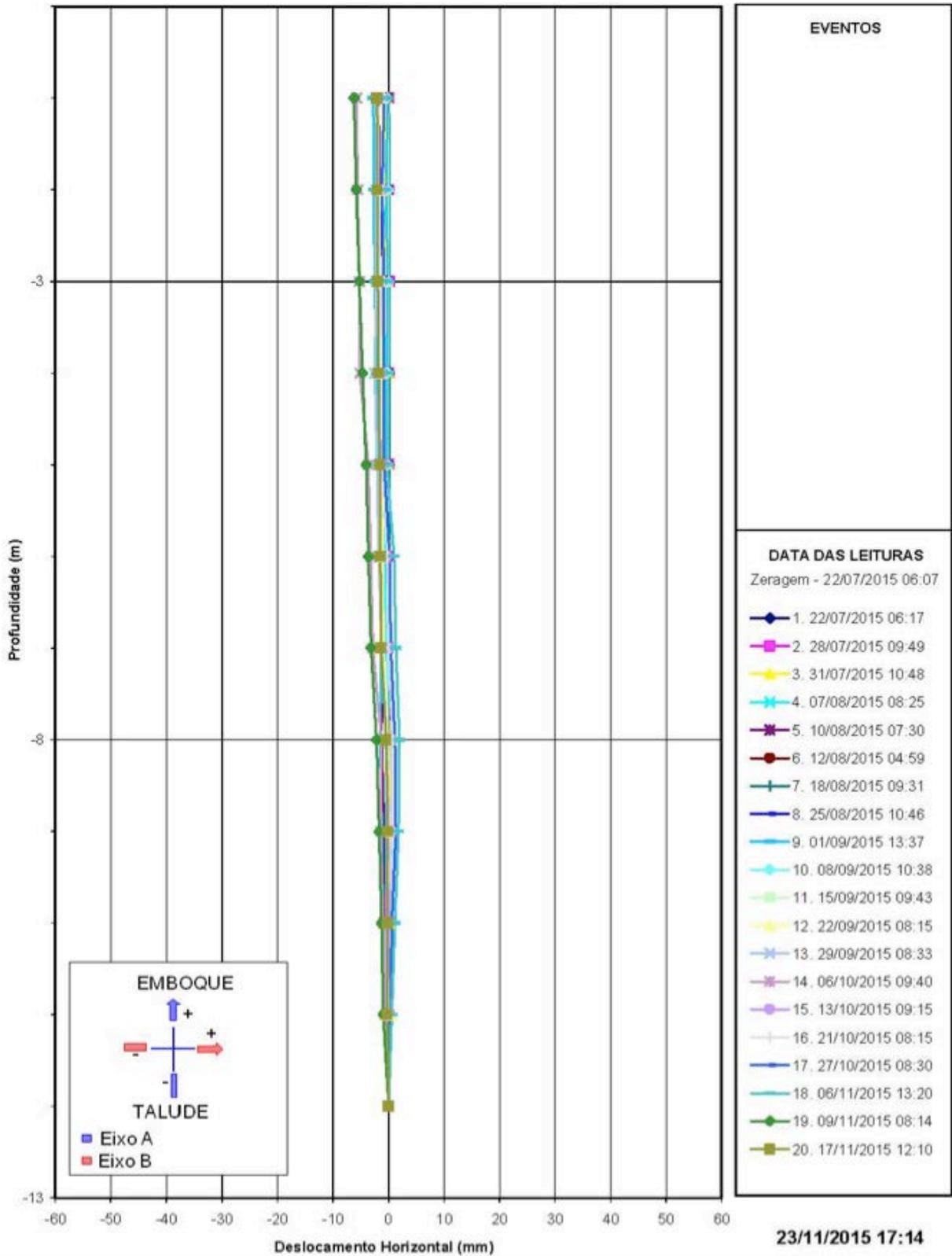
Deslocamento Horizontal (mm)

Eixo A

Prof.(m)	13/10/2015 09:15		21/10/2015 08:15		27/10/2015 08:30		06/11/2015 13:20		09/11/2015 08:14		17/11/2015 12:10	
	Parcial	Total										
1,00	4,92	-0,82	0,10	-0,72	-0,04	-0,76	0,66	-0,10	-6,12	-6,22	4,12	-2,10
2,00	4,60	-0,96	-0,02	-0,98	-0,20	-1,18	0,76	-0,42	-5,36	-5,78	3,76	-2,02
3,00	4,22	-0,98	0,20	-0,78	0,04	-0,74	0,62	-0,12	-5,10	-5,22	3,34	-1,88
4,00	4,16	-1,02	0,02	-1,00	0,24	-0,76	0,48	-0,28	-4,36	-4,64	2,86	-1,78
5,00	2,90	-0,68	-0,42	-1,10	0,34	-0,76	0,48	-0,28	-3,74	-4,02	2,54	-1,48
6,00	3,02	-0,18	0,04	-0,14	0,32	0,18	0,84	1,02	-4,64	-3,62	2,22	-1,40
7,00	2,94	0,12	0,00	0,12	0,30	0,42	0,90	1,32	-4,48	-3,16	1,84	-1,32
8,00	2,00	0,72	0,02	0,74	0,46	1,20	0,78	1,98	-4,14	-2,16	1,76	-0,40
9,00	2,14	0,68	0,12	0,80	0,50	1,30	0,50	1,80	-3,44	-1,64	1,52	-0,12
10,00	1,12	0,22	0,28	0,50	0,14	0,64	0,54	1,18	-2,46	-1,28	1,12	-0,16
11,00	0,48	-0,12	0,42	0,30	0,06	0,36	0,26	0,62	-1,58	-0,96	0,72	-0,24
12,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Figura 156: Gráfico do Inclinômetro 2 do eixo central - eixo A



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

- Marco superficial

Foram instalados entre 0,5 e 1,0 m de profundidade em caixas de concreto para não sofrerem influência do tráfego de superfície.

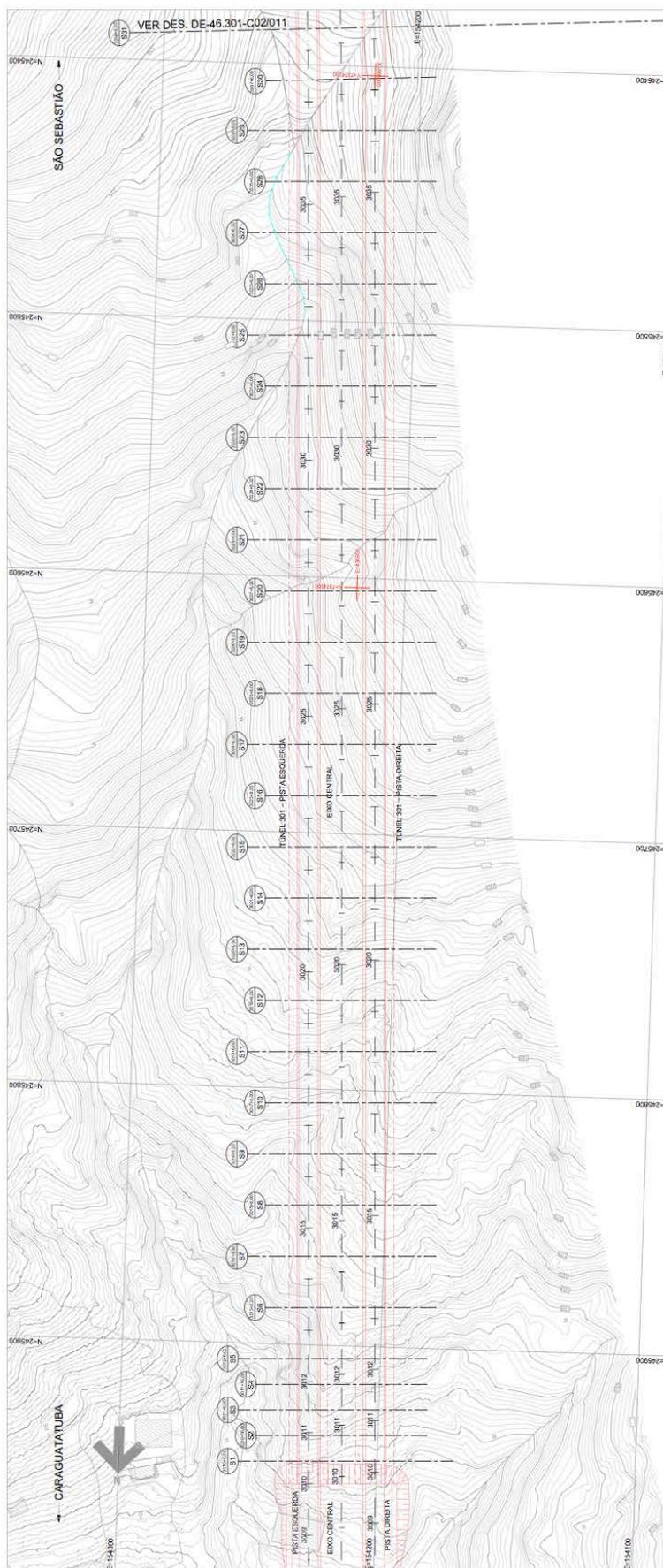
11.3.8.2 Instrumentação Interna

Para a realização das leituras de convergência e divergência, foram utilizados pinos de recalque distribuídos a cada 10 m, na região do emboque, e a cada 20 m, ao longo do túnel (Figuras 157 e 158). As medidas são comparadas com valores previstos no projeto e são montados gráficos que apresentam as movimentações com o decorrer do tempo (Figuras 159 e 160).

A frequência de leitura dos dados varia conforme a posição do pino em relação a frente de escavação. Quando estão até 30 m atrás da frente, as leituras são diárias; quando estão entre 30 e 50 m da frente, as leituras são semanais; e no restante do túnel as leituras são quinzenais até que se estabilizem. Assim como na instrumentação externa, caso seja necessário, as leituras podem ser realizadas fora deste padrão.

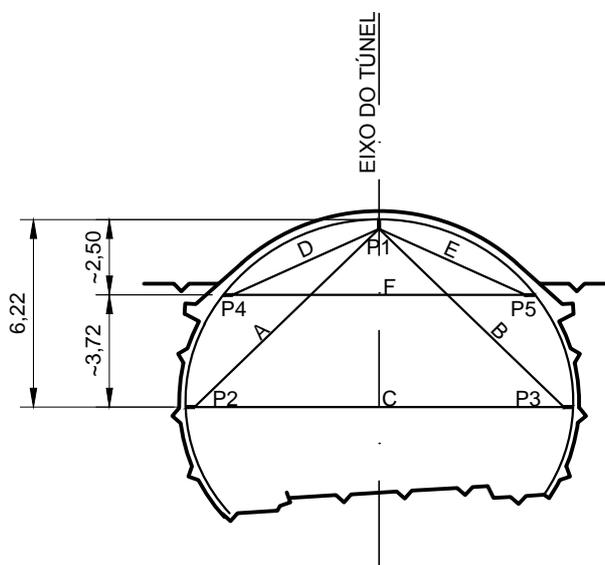
Deve-se efetuar a leitura dos recalques individuais e diferenciais dos pinos, pois ainda que os individuais estejam dentro dos limites, os diferenciais podem não estar.

Figura 157: Seções de Instrumentação Interna



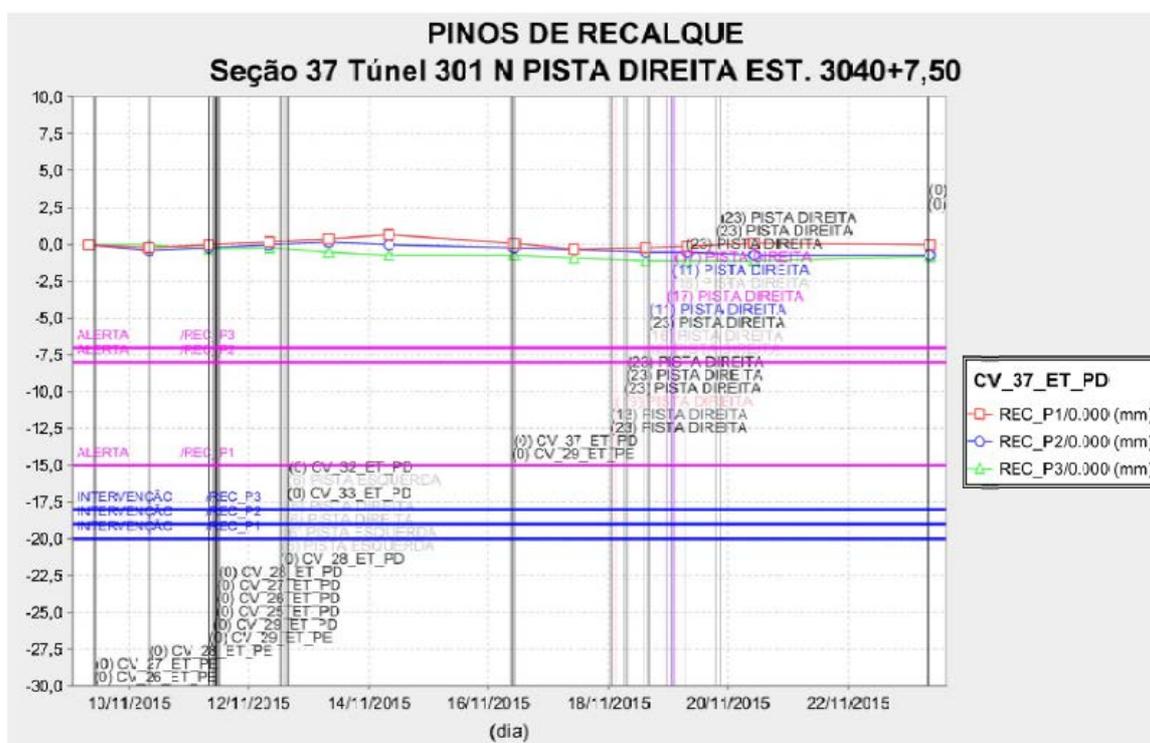
Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Figura 158: Localização dos pinos de recalque



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Figura 159: Gráfico de recalque da frente de escavação



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

12 CONCLUSÃO

Os túneis são uma opção de construção que evita o desmatamento em larga escala, quando comparado com as rodovias; permite a utilização de espaços outrora inutilizáveis, retirando o congestionamento e o tráfego pesado dos centros urbanos; além de proporcionar um ambiente mais seguro aos motoristas. Contudo, é um tipo de obra caro e arriscado, uma vez que necessita da constante garantia da segurança e da estabilidade da escavação. Devido a complexidade do tema, não foram detalhados tópicos importantes como plano de fogo, impermeabilização, tecnologia do concreto projetado, tipos de revestimento secundário e acabamento. Sendo o enfoque do trabalho, o processo de escavação como um todo e os serviços a ele relacionados.

Como pode ser visto ao longo da revisão bibliográfica e do estudo de caso, a geologia é o principal fator condicionante da escavação de túneis. A caracterização do maciço permite determinar os trechos de solo ou rocha; o grau de alteração das rochas; os minerais constituintes do maciço; o nível de água em relação ao túnel; as zonas de falhas; a autoportância do maciço, entre outras características. Somente com o conhecimento prévio dessas características é possível determinar os métodos de escavação, os equipamentos, os tratamentos necessários, os suportes aplicados e suas características. Todas essas informações são obtidas por meio de sondagens geotécnicas, contudo o método mais seguro de se conhecer é através do mapeamento das frentes escavadas, pois mostram a situação real do maciço (ver anexo A). Através desses mapeamentos reclassifica-se o maciço e realizam-se tratamentos específicos para garantir a segurança, evitando a queda blocos de rocha e a formação “overbreaks”. Para cada classe de maciço há um tipo específico de seção aplicada – de maneira geral, em solo utilizam-se cambotas e em rocha, tirantes. A quantidade e disposição dos elementos de suporte dependem das características do maciço e de sua capacidade de autosuporte.

O processo de escavação é feito por etapas empregando-se ancoragens, como tirantes e chumbadores, telas metálicas e concreto projetado. Outro fator de grande importância na escavação é a presença de água. A água não deve aflorar em grande volume na frente de escavação e, caso ocorra, deve ser drenada. O direcionamento da água é fundamental, pois a sua contenção no interior do maciço leva ao aumento das pressões internas, gerando instabilidade.

O túnel 301 localiza-se na região da Serra do Mar e o maciço escavado apresentou

xistividade e falhas, que levaram a formação de “overbreaks”. Os “overbreaks” ou sobreescavações oneram o serviço, devido a grande quantidade de concreto projetado necessário para seu preenchimento, e por isso são indesejáveis sendo evitados sempre que possível. Para evitá-los, é imprescindível a realização dos mapeamentos das frentes escavadas, a instalação de chumbadores para ancorar blocos soltos, e a aplicação das técnicas de desmonte de contorno com fogo cuidadoso. Como pôde-se notar, as mudanças nos projetos ocorreram quase que, exclusivamente, por aspectos ligados a geologia, mostrando novamente a importância do seu estudo.

Outro item muito importante é o monitoramento do processo de escavação, feito através dos dispositivos de instrumentação, do diário de obra e, até mesmo, dos mapeamentos geológicos. Por meio deles é possível avaliar como o maciço está reagindo frente as escavações e tomar medidas corretivas ou preventivas a tempo, evitando gastos não orçados.

Como o enfoque deste trabalho foi mostrar de forma geral a obra de escavação de um túnel, sugere-se que trabalhos futuros enfoquem em temas como, por exemplo, o revestimento de concreto projetado, desde a dosagem até a aplicação, incluindo o controle de qualidade requerido e a determinação do plano de fogo para escavações. Isto por que no NATM, o concreto projetado faz parte da estrutura de sustentação da escavação, sendo tão importante quanto o processo de escavação, uma vez que influencia na estabilidade do maciço escavado.

REFERÊNCIAS

ADIF. **“Tatuzão” ou TBM**. Disponível em: < <http://www.adifaltavelocidad.es> > Acesso em: 22 de novembro de 2015.

ALMEIDA, F.F.M.; CARNEIRO, C.D. Origem e evolução da Serra do Mar. **Revista brasileira de geociências**, São Paulo: SBGEO, v. 28, n. 2, p.135-150, jun. de 1998.

AMARAL FILHO, E.M. Tecnologia do concreto aplicado a revestimento de túneis. In: SIMPÓSIO SOBRE TÚNEIS URBANOS, 1^o, 1995, São Paulo, **TURB...** São Paulo: ABGE, 1995.

ASSIS, A.P., **Apostila de geotecnia aplicada à mineração**. Universidade de Brasília, 2001, Brasília: UNB, 94 p.

ATLASCOPO. **Ferramentas de perfuração para martelo de superfície(Bits)**. Disponível em: < <http://www.atlascopco.com.br/brbr/> > Acesso em: 22 de novembro de 2015.

AZEVEDO, A.A.; ALBUQUERQUE FILHO, J.L. Águas subterrâneas. In: OLIVEIRA, A.M.S. e BRITO, S.N.A. **Geologia de engenharia**, 2. ed., São Paulo: ABGE, 1998, capítulo 8, p. 111-130.

BALAGUER, D.A. **Estudo de caso: A execução do túnel de serviço da linha 4 do metrô do Rio de Janeiro – Emboque Gávea**. 2014. 77 f. Trabalho de graduação (Graduação em Engenharia Civil) - Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

BRASIL.ABGE. **Diretrizes para a execução de sondagens (Boletim Especial)**. 3 ed. São Paulo: ABGE, 1990^a. 45p.

CAMPANHA, G.A.C.; ENS, H.H. (1996) Estruturação geológica da região da Serra do Juqueriquerê, São Sebastião, SP. **Bol.IG-USP**, São Paulo, Sér.Cient., 27:41-49, 1996.

CELESTINO, T. B.; ROCHA, H.C. Tunneling market in Brazil. **Revista tunnel**, 5/2011, p.10-16, 2011. Disponível em: < http://www.tunnel-online.info/download/375745/2011_05_Tunnelling_Market_in_Brazil.pdf > Acesso em: 23 de novembro de 2015.

DA SILVA, C.A.R. **Perfil geológico-geotécnico do subsolo ao longo do traçado do metrô de Goiânia**. 2007. Dissertação de Mestrado (Mestrado em Geotecnia) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília. Publicação G.DM-160/07, Departamento de Engenharia Civil, UnB, Brasília, DF, 2007, 205p.

DEERE, J. **Carregadeira de rodas**. Disponível em: < https://www.deere.com.br/pt_BR/products/equipment/wheel_loaders/624k/624k.page > Acesso em: 22 de novembro de 2015.

DOBEREINER, L.; VAZ, L.F. e MINICUCCI, L.A.(colaborador). Tratamento de maciços naturais. In: OLIVEIRA, A.M.S. e BRITO, S.N.A. **Geologia de engenharia**, 2. ed., São Paulo: ABGE, 1998, capítulo 22, p. 361-380.

ERKAT. **Fresadora**. Disponível em: < www.erkat.de/pt/ > Acesso em: 22 de novembro de 2015.

Escavadeira. Disponível em: < <http://cursodemaquinas.com.br/wp-content/uploads/2014/01/JCB-ESCAVADEIRA-HIDRAULICA-PRONTA-TRATORES-JS130LC-06.jpg> > Acesso em: 22 de novembro de 2015.

FERNANDES, M. **Mecânica dos solos: Introdução a engenharia geotécnica**. 2 ed., Porto: FEUP, 2000, 592 p.

FRANCIS, O.; ROCHA, H.C., Obras subterrâneas civis. In: OLIVEIRA, A.M.S. e BRITO, S.N.A. **Geologia de engenharia**, 2. ed., São Paulo: ABGE, 1998, capítulo 27, p. 439-456.

GANDOLFO, O.C.B. Ensaaios geofísicos. **Revista notícias da construção**, p. 56-57, Outubro. Disponível em: < https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&cad=rja&uact=8&ved=0ahUKEwiC0ImRnt_MAhVDHZAKHdh5CvEQFggcMAA&url=http%3A%2F%2Fwww.ipt.br%2Fdownload.php%3Ffilename%3D771-Ensaaios_Geofisicos__REvista_Sinduscon.pdf&usg=AFQjCNGFqjTaSHwrv9ECSpLaco16nd5nfw&sig2=WWe6st5QVHcVkn61pkryww&bvm=bv.122129774,d.Y2I > acesso em 16 de setembro de 2015.

GOMES, L.; GALIZA, C.; VIEIRA, A., **Sebenta de escavações subterrâneas I e II**. 2007. Instituto Superior de Engenharia do Porto, 2007.

IFRN. Sondagem - Sondagem geológica. 2012. Disponível em < <http://www2.ifrn.edu.br/pesquisamineral/?p=1036> > acesso em 13 de agosto de 2015.

ISRM. Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. In: Brown ET editor. **Rock characterization, testing and monitoring: ISRM suggested Methods**. Oxford: Pergamon; 1981, p. 3–52.

LOUREIRO, T.H.A. **Aspectos geotécnicos na construção de túneis em áreas urbanas: aplicação a terrenos de baixa resistência do miocênico de Lisboa**. 2008. 165 f. Dissertação de mestrado (Mestre em Engenharia Geológica) –Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova Lisboa,. Lisboa, 2008.

MACAMP. **Mapa de localização de São Sebastião**. Disponível em: < <http://www.macamp.com.br> > Acesso em: 28 de novembro de 2015.

MAGALHÃES, F. S.; CELLA, P. R. C., Estruturas dos maciços rochosos. In: OLIVEIRA, A.M.S. e BRITO, S.N.A. **Geologia de engenharia**, 2. ed., São Paulo: ABGE, 1998, capítulo 3, p. 39-55.

MARTINHO, J.F.C. **O uso de explosivos na escavação de túneis: implementação do dimensionamento de diagramas de fogo em folhas de cálculo**. 2012. 146f. Dissertação de mestrado (Mestre em Engenharia Civil) – Especialização em Geotecnia. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2012.

MASCARENHAS, A.M. **Estudo de caso: escavação e tratamento para emboque de túnel em rocha utilizando o método NATM - região portuária, centro do Rio de Janeiro/RJ**.

2014. 64f. Monografia(Graduação em Engenharia Civil) –Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

MEDEIROS, H. Engenharia subterrânea - Metrô resumem a arte de escavar e estabilizar túneis. **Téchne**, fev. de 2008. Disponível em: < <http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/107/artigo287064-1.aspx> > Acesso em: 2 de dezembro de 2015.

MELO, R.P. **Caminhão basculante**. Disponível em: < www.transitoaju.com.br > Acesso em: 22 de novembro de 2015.

MORAIS, S. M. (Org.). Integração geológica da folha Santos SF.23-Y-D: escala 1:250.000: estado de São Paulo: nota explicativa. São Paulo: CPRM, 1999. Programa Levantamentos Geológicos Básicos do Brasil - PLGB; Projeto de Integração Geológico-Metalogenética Folha Rio de Janeiro.

MOREIRA, C. M.C. Túneis, uma herança ancestral rumo ao futuro (2006). Disponível em: < <http://bdigital.ufp.pt/bitstream/10284/1886/1/92-115.pdf> > Acesso em: 28 de novembro de 2015.

MOSER, S. R. **Inovações tecnológicas na escavação mecanizada de túneis – tecnologia brabo**. 2013. 152f. Trabalho de conclusão de curso(Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2013.

MOURA, C.A.; MATTOS, J.T.; JIMENEZ-RUEDA, J.R. Mapeamento geoambiental como subsídio na determinação de áreas de instabilidades da faixa de dutos OSVAT/OSPLAN – São Sebastião/SP. **Geociências**, São Paulo, v. 30, n. 4, p. 611-629, 2011.

NOGOSEKE, E. **Compartimentação de maciços rochosos para projetos básicos de PCH's usando o sistema RMR aplicação no projeto básico da PCH Morro Grande – RS**. 2009. 111f. Dissertação (Mestre em Geotecnia) –Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

OLIVEIRA, E.M.;LIMA, M.S.;ZAINE,J.E.; PAULA, J.P.L. Análise fisiográfica aplicada à elaboração de mapa geológico-geotécnico de região da Serra do Mar e Baixada Santista, **Geociências**, v.27, n. 2, 2008, p. 249 – 264. Disponível em: < <http://hdl.handle.net/11449/106931> > acesso em 14 de setembro de 2015.

PELEGRIA, A. **Rompedor**. Disponível em: < <http://www.andrepelegrina.com.br/locacao-escavadeira-rompedor-hidraulico.php> > Acesso em: 22 de novembro de 2015.

PINTO, T.A. **Construção e instrumentação dos túneis do Marão**. 2010. 162f. Dissertação(Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, Vila Real, 2010.

QUARESMA, A.R. et. Al, Investigações geotécnicas. In: NIYAMA,S.; CARVALHO, C.S.; FROTA, R.G.Q.; SAES, J.L.; FALCONI, F.F.;HACHICH, W. **Fundações: teoria e prática**, 2. ed., São Paulo: PINI, 1998, p. 119- 210.

Rebaixamento do lençol com DHP. Disponível em: < <https://sites.google.com/site/naresi1968/naresi/> > Acesso em: 28 de novembro de 2015.

REDAELLI, L.L.; CERELLO, L. Escavações. In: OLIVEIRA, A.M.S. e BRITO, S.N.A. **Geologia de engenharia**, 2. ed., São Paulo: ABGE, 1998, capítulo 19, p. 311-330.

ROCCO, J. **Metodologia para posicionamento de poligonais em obras metroviárias**. 2013. 215f. Dissertação (Doutorado em Engenharia) –Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2013.

RODRIGUEZ, A. C. M. **Mapeamento multitemporal do uso e cobertura do solo do município de São Sebastião – SP, utilizando técnicas de segmentação e classificação de imagens TM – Landsat e HRV – SPOT**. 2000, 85f., Tese (Especialista em Sensoriamento Remoto) – Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais, São José dos Campos, 2000.

ROSSI, M.; NETO, J.P.Q. Relações solo/paisagem em regiões tropicais úmidas: o exemplo da Serra do Mar em São Paulo, Brasil. **Revista do departamento de geografia**. [S.l.], v. 14, p.11-23, 2001.

SÃO PAULO. CETESB, Companhia Ambiental do Estado de São Paulo. Parecer Técnico nº: 221/13/IE, de 7 de junho de 2013.

SÃO PAULO. DER/SP, Departamento de Estrada e Rodagem de São Paulo. **Projeto de túnel**. Instrução de Projeto. São Paulo: DER/SP, 2006. 52f. Junho,2005.

SAUER, DR. G; MERGELSBERG, W. A. Tunneling... and beyond, Herndon, Agosto, 2004. Disponível em: < <http://www.dr-sauer.com/resources/presentations-lectures/1498> > Acesso em: 23 de novembro de 2015.

SERRA JUNIOR, E.; OJIMA, L.M., Caracterização e classificação de maciços rochosos. In: OLIVEIRA, A.M.S. e BRITO, S.N.A. **Geologia de engenharia**, 2. ed., São Paulo: ABGE, 1998, capítulo 13, p.211-226.

SERRANO, C.E.A.; MELRO,F.C.A.; CUNHA,G.A. **Projeto e construção de túneis através de escavação convencional- NATM**. 2013. 154f. Monografia(Graduação em Engenharia Civil) –Escola de Engenharia Mauá, São Caetano do Sul, 2013.

SIMÕES, L. **Geologia estrutural e geotectônica**. UNESP, 2012.

SOUZA, L.A.P., SILVA,R.F.; IYOMASSA,W.S., Métodos de investigação. In: OLIVEIRA, A.M.S. e BRITO, S.N.A. **Geologia de engenharia**, 2. ed., São Paulo: ABGE, 1998, capítulo 11, p.163-196.

TEIXEIRA, A.H. Tratamentos de maciço de Solo. In: SIMPÓSIO SOBRE TÚNEIS URBANOS, 1, 1995, São Paulo. **Anais...**São Paulo: ABGE/CBT, 1995 p. 163-182.

TORNIBRAS. **Martelo de coluna**. Disponível em: < <http://www.tornibras.com.br> > Acesso em: 22 de novembro de 2015.

TRAVAGIN, V. B. **Subsídios para escolha do método construtivo de túneis**. 2012.125f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2012.

VILLAS-BÔAS, B.M. **Estudo de caso: desmonte de rocha para a execução de estruturas da UHE Santo Antônio – RO.** Projeto de Graduação(Graduação em Engenharia Civil) - Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2011.

WORKING GROUP 19 ITA Report. **General report on conventional tunnelling.** 2. ed. Avignon, Aites/ita, 2009, 27 f. Disponível em: <<http://www.ita-aites.org/en/publications/wg-publications/content/24/working-group-19-conventional-tunneling>>. Acesso em: 28 novembro 2015.

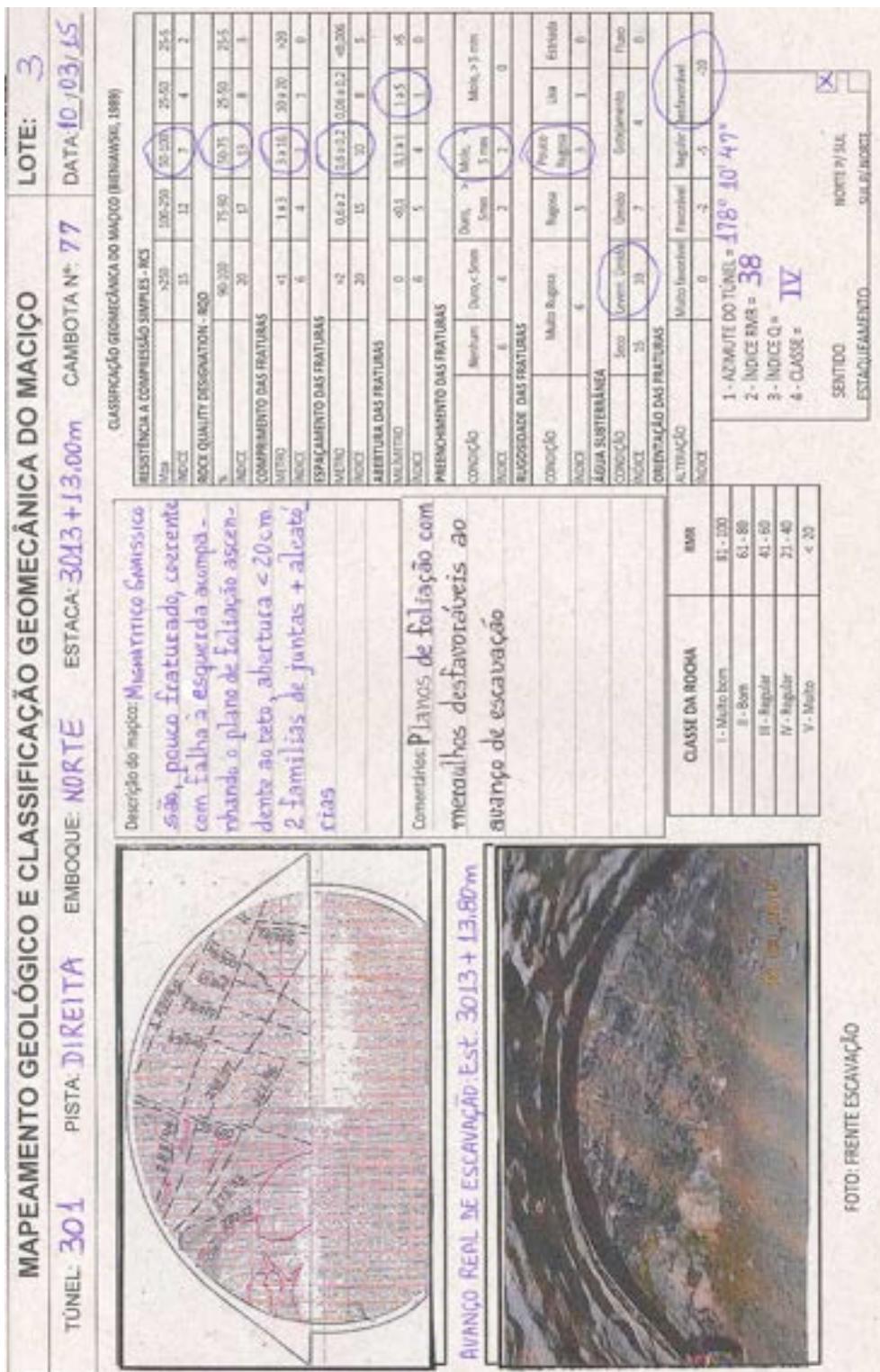
YASSUDA, C.T.; DIAS, P.H.V. Tirantes. In: HACHICH, W. et al, **Fundações: teoria e prática**, 2. ed., São Paulo: PINI, 1998, capítulo 3 , p. 603-640.

ZIRLIS, A. C.; VAL, E. C. do; NEME, P. A. **Solo grampeado: projeto, execução e instrumentação**, São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – Núcleo de São Paulo, 1999, 69p.

ZIRLIS, A.C.; PITTA, C.A.; SOUZA,G.J.T.; OLIVEIRA, M. **Soil Nailing: Chumbamento de solos, experiência de uma equipe na aplicação do método.** In: COBRAE – COFERÊNCIA BRASILEIRA DE ENCOSTAS, 1, 1992, Rio de Janeiro, COBRAER, 1992, p. 81-99.

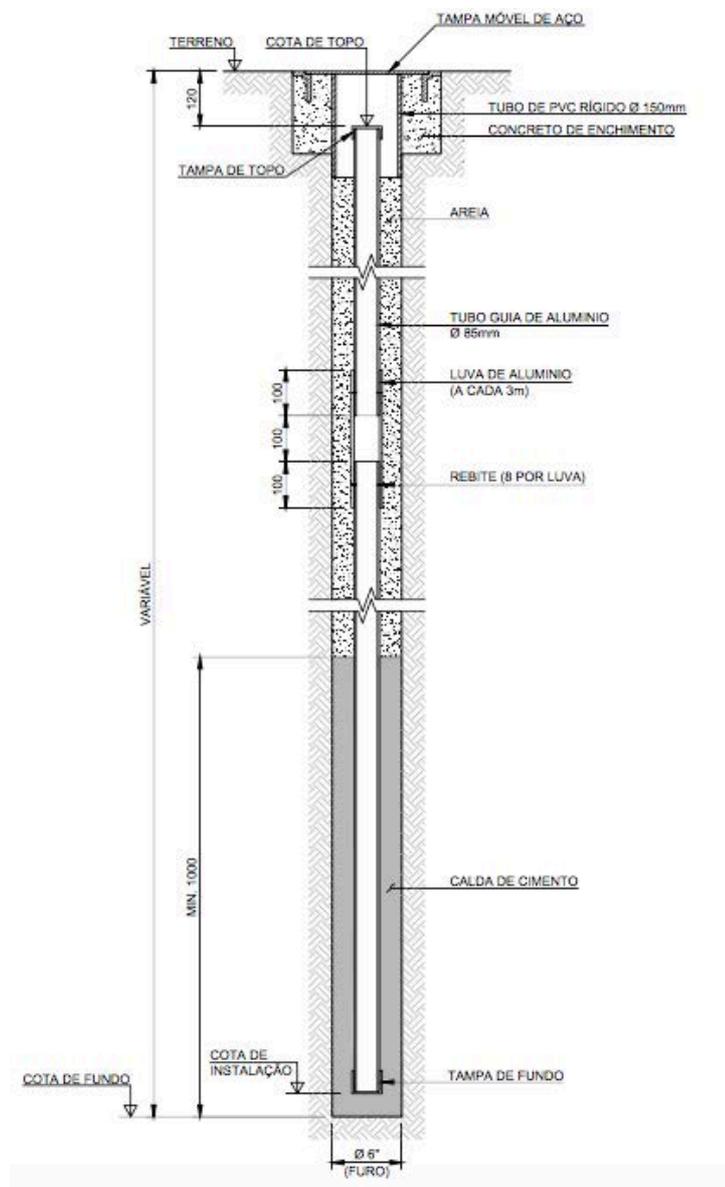
ANEXO A

Figura 161: EXEMPLO DE UM MAPEAMENTO GEOLÓGICO DA FRENTE EXPOSTA



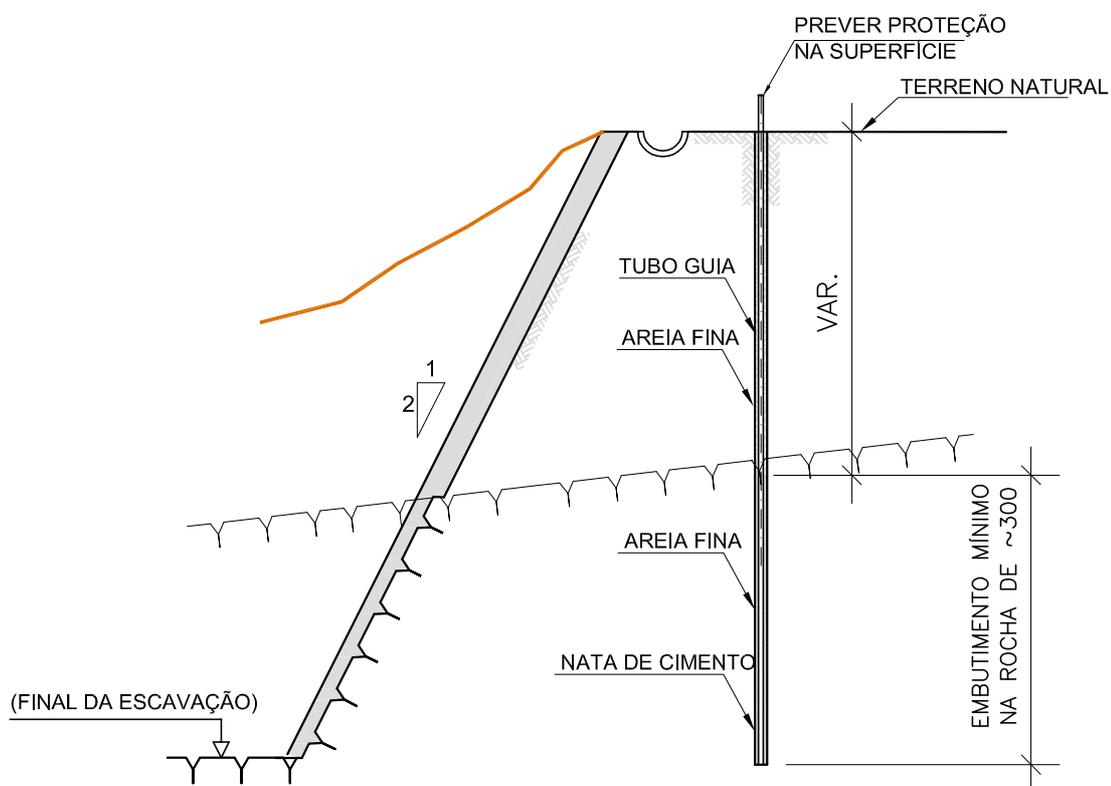
Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Figura 163: Inclínômetro padrão



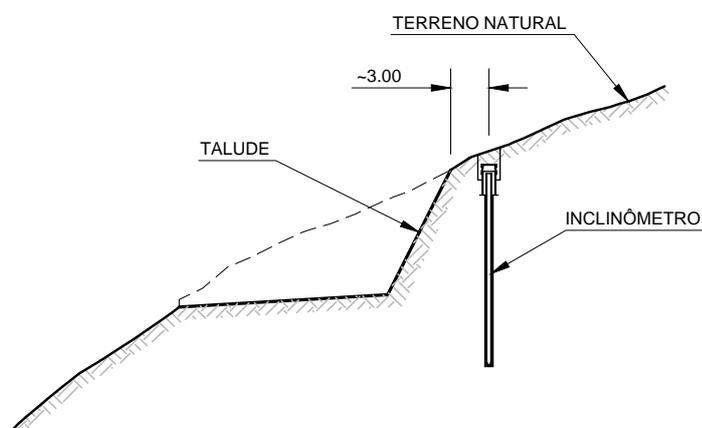
Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Figura 164: Posicionamento dos inclinômetros nos taludes



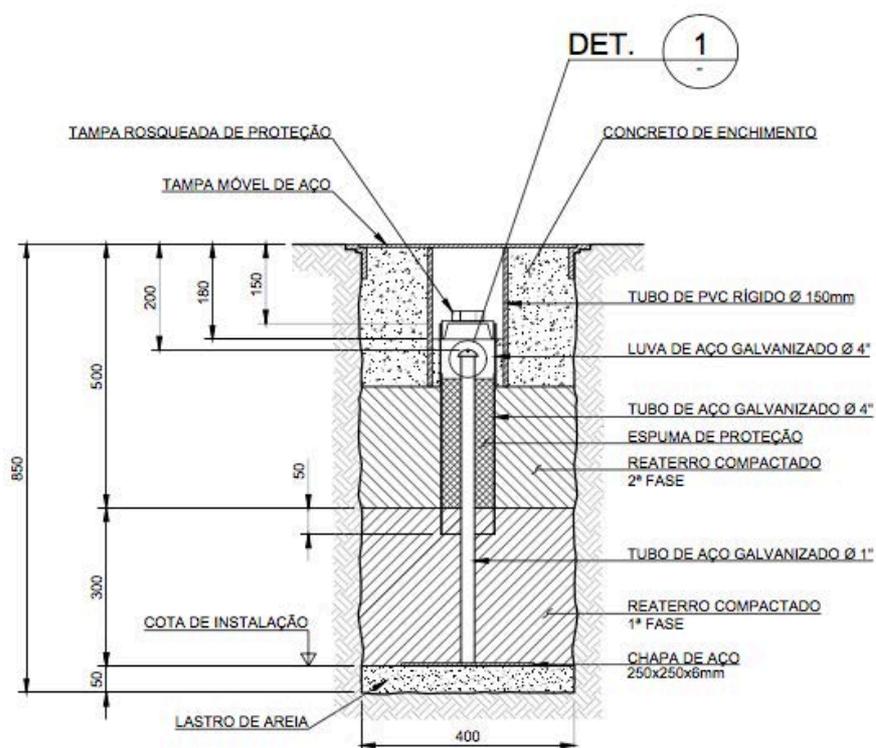
Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Figura 165: Posicionamento dos inclinômetros nos taludes



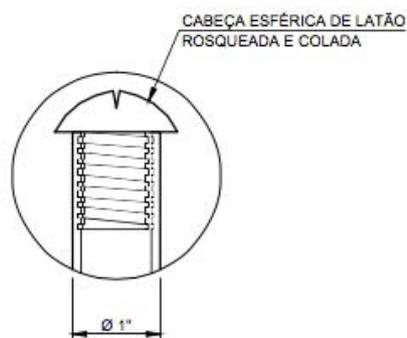
Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Figura 166: Marco Superficial padrão



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.

Figura 167: Cabeça do marco superficial



Fonte: Empreendimento Nova Tamoios, Contorno Sul.