

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO ENGENHARIA CIVIL

Daniel Vieira Machado

Estudo Preliminar de um Túnel Rodoviário entre
Itacorubi-Lagoa da Conceição – Florianópolis/SC

Florianópolis

2019

Daniel Vieira Machado

Estudo Preliminar de um Túnel Rodoviário entre
Itacorubi-Lagoa da Conceição – Florianópolis/SC

Trabalho Conclusão do Curso de Graduação em
Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade
Federal de Santa Catarina como requisito para a obtenção
do título de Bacharel em Engenharia Civil.
Orientador: Prof. Marcos Aurélio Marques Noronha,
Ph.D.

Florianópolis

2019

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

Machado, Daniel Vieira
Estudo preliminar de um túnel rodoviário entre
Itacorubi-Lagoa da Conceição Florianópolis/SC / Daniel
Vieira Machado ; orientador, Marcos Aurélio Marques
Noronha, 2019.
80 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico,
Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2019.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Túneis rodoviários. 3. Emboque.
4. Projeto preliminar. I. Noronha, Marcos Aurélio Marques
. II. Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em
Engenharia Civil. III. Título.

Daniel Vieira Machado

Estudo Preliminar de um Túnel Rodoviário entre
Itacorubi-Lagoa da Conceição – Florianópolis/

Este Trabalho Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de
“Engenheiro Civil” e aprovado em sua forma final pelo Curso de Engenharia Civil

Florianópolis, 26 de novembro de 2019.

Prof. Luciana Rohde, Dr.
Coordenadora do Curso

Banca Examinadora:

Prof. Marcos Aurélio Marques Noronha, Ph.D
Orientador
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Rafael Augusto dos Reis Higashi, Dr
Avaliador
Universidade Federal de Santa Catarina

José Carlos Paranhos Souza de Castro, Geólogo
Avaliador
Universidade Federal de Santa Catarina

Dedico este trabalho, com eterna gratidão, aos meus queridos avós Raulino Lidio Vieira, Olavo Machado e Genival Rosa (in memoriam), por todo carinho oferecido a mim.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus, por ser sempre minha fonte de apoio e esperança.

Aos meus pais, Alessandra Kelli Vieira Machado e Fábio Humberto Machado, por sempre se dedicarem a mim e se esforçarem, sem precedentes, para me auxiliar e me cobrar para me tornar uma pessoa dedicada aos estudos e aos compromissos.

Aos meus padrastos, Marcela e Michele, pelo apoio e carinho dedicados a mim.

Agradeço à Marcia e ao Paulo Roberto por sempre estarem disponíveis para me ajudar e apoiar em momentos difíceis, me acolhendo em todos os momentos de necessidade.

Aos meus familiares, que fazem parte da pessoa que me tornei, seja em elogios ou críticas, especialmente ao meu tio, Diógenes Luiz Machado, o qual considero como meu segundo pai.

Agradeço à minha amada e para sempre companheira, Carine Machado Pereira, por ser meu porto seguro e ter se dedicado muito a mim, me apoiando e me incentivando em todos os momentos críticos passados.

Agradeço à Dr. Ângela Grando, por ter sido a única pessoa a me conceder uma oportunidade de estágio, no qual obtive muitos conhecimentos e experiência. Sempre disposta a me ajudar e ensinar. Pelo apoio imprescindível realizado neste trabalho.

Aos meus colegas de curso, que me ajudaram a chegar neste momento de alguma forma, em especial, Igor Catão, Ricardo Nunes, Jéssica Huller, Rodrigo Salinas, Vinícius Rayes, Lucas Sulenta, Victor Ferreira, Lucas Vitali, Paôla Tomé e Thaís Patrício.

Ao meu orientador Marcos Aurélio Marques Noronha, por ter aceitado este convite e me auxiliado durante o trabalho.

A todos que contribuíram a este trabalho, meu muito obrigado!

“Que vossos esforços desafiem as impossibilidades, lembrai-vos de que as grandes coisas do homem foram conquistadas do que parecia impossível.” (Chaplin, 1975)

RESUMO

A ilha de Florianópolis apresenta graves problemas de mobilidade urbana. Uma solução plausível, devido à falta de espaço físico e pelo baixo impacto ambiental, é a utilização de túneis. A presença de maciços rochosos com características geomecânicas excelentes, é um convite para a utilização destes espaços para proporcionar uma melhor qualidade de vida da sociedade florianopolitana e dos turistas. No presente trabalho são demonstradas as características do maciço do Morro da Lagoa da Conceição, no qual é elaborada uma proposta de implantação de um túnel rodoviário. São propostos alguns traçados preliminares, dos quais, um foi escolhido para o desenvolvimento do projeto. Foram feitas compartimentações geológicas a fim de garantir que a escolha do traçado preliminar mais adequado, com o objetivo de evitar custos maiores com sistemas de tratamento mais elaborados e diminuir as probabilidades de acidentes. Ao longo do texto, são elaboradas soluções para o emboque, praça do emboque, tratamentos para cada segmento do túnel, como também, um orçamento prévio para estimar a grandeza dos custos envolvidos.

Palavras-chave: Túneis rodoviários. Emboque. Projeto preliminar.

RIASSUNTO

L'isola di Florianopolis presenta gravi problemi di mobilità urbana. Una soluzione plausibile, anche dovuta alla mancanza di spazio fisico e con un basso impatto ambientale, è l'utilizzazione di tunnel. La presenza di formazioni rocciose con elementi geomeccanici eccellenti, sono un invito per l'utilizzazione di questi spazi che andrebbero a proporzionare una migliore qualità di vita dei residenti nonché dei turisti che nella stagione estiva sono presenti in misura massiccia. Nel presente lavoro sono dimostrate le caratteristiche geologiche del "Morro da Lagoa da Conceição" nel quale è elaborata una proposta di realizzazione di due Tunnel con relativa super-strada con due corsie più corsia di emergenza per senso di marcia. Sono proposti sette tracciati preliminari tra cui è stato scelto uno per il disinvolvemento del progetto. Sono state eseguite accurate indagini geologiche al fine di garantire la migliore scelta del tracciato con l'obiettivo di ridurre i costi di realizzazione in totale sicurezza, per ridurre al minimo i rischi di eventuali frane. Nel progetto sono elaborate due alternative per l'accesso nonché il posizionamento del cantiere i relativi stati di avanzamento e messa in sicurezza dei tunnel, e il relativo preventivo di spesa con l'analisi dettagliata dei costi di realizzazione dell'opera.

Parola-chiave: Tunnel con relativa super-strada. Accesso. Progetto preliminare.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Comparação do custo final em ralação a investigações.....	21
Figura 2 – Demonstração da metodologia de Deere.	23
Figura 3 – Tabela de Barton (part1).	25
Figura 4 – Tabela de Barton (part2).	26
Figura 5 – Ábaco de classificação e tratamento de Barton.	27
Figura 6 – Tabela de classificação RMR.....	28
Figura 7 – Guia básico para projeto de tratamentos.....	29
Figura 8 – Delimitação da área de estudos.....	42
Figura 9 – Mapa Geológico de Florianópolis.....	43
Figura 10 – Direções dos lineamentos de Florianópolis.	45
Figura 11 – Traçados preliminares.....	46
Figura 12 – Traçado prévio 1.	47
Figura 13 – Traçado prévio 2.	47
Figura 14 – Traçado prévio 3.	48
Figura 15 – Traçado prévio 4.	49
Figura 16 – Traçado prévio 5.	49
Figura 17 – Traçado prévio 6.	50
Figura 18 – Traçado prévio 7.	51
Figura 19 – Síntese para a escolha do melhor traçado preliminar.	51
Figura 20 – Fluxograma da metodologia.	52
Figura 21 – Compartimentação do traçado 5.	54
Figura 22 – Compartimentação do traçado 6.	54
Figura 23 – Compartimentação do traçado 7.	55
Figura 24 – Síntese da compartimentação final para cada traçado.	56
Figura 25 – Tabela de classificação de projeto geométrico.	56
Figura 26 – Posicionamento entre túneis.	57
Figura 27 – Equação para calcular o raio mínimo.....	58
Figura 28 – Seção transversal em trechos em tangencias.	58
Figura 29 – Seção transversal em ambas as curvas.....	58
Figura 30 – Modelagem arquitetônica dos túneis.	59
Figura 31 – Modelagem arquitetônica saída Itacorubi.....	59
Figura 32 – Modelagem arquitetônica saída Lagoa da Conceição.....	60

Figura 33 – Localização Emboque 1.....	61
Figura 34 – Localização Emboque 2.....	61
Figura 35 – Vista Frontal Alternativa 1 para o Emboque.	62
Figura 36 – Vista em Corte Alternativa 1 para o Emboque.	62
Figura 37 – Vista Frontal Alternativa 2 para o Emboque.	63
Figura 38 – Vista em Corte Alternativa 2 para o Emboque.	63
Figura 39 – Projeção da área da praça do Emboque 1.	64
Figura 40 – Projeto final praça do Emboque 1.....	65
Figura 41 – Projeção da área da praça do Emboque 2 e perfil do terreno.....	65
Figura 42 – Vista em corte da praça do Emboque 2.	66
Figura 43 – Projeto final praça do Emboque 2.....	67
Figura 44 – Seção transversal Classe I.....	68
Figura 45 – Seção transversal Classe II.....	69
Figura 46 – Seção transversal Classe III.	70
Figura 47 – Seção transversal Classe IV.	70
Figura 48 – Seção transversal Classe V.	71
Figura 49 – Proporção dos custos em obras de túneis.....	72

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classificação RQD	24
Tabela 2 – Frequência de Direções de Lineamentos	44
Tabela 3 – Percentuais de Classes Traçado 5	54
Tabela 4 – Percentuais de Classes Traçado 6	55
Tabela 5 – Percentuais de Classes Traçado 7	55
Tabela 6 – Quantitativo de materiais para cada Classe	73
Tabela 7 – Orçamento preliminar final	73

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

NATM: New Austrian Tunnelling Method

TBM: Tunnel Boring Machine

RQD: Rock Quality Designation

Q: Sistema de Classificação da Rocha

RMR: Sistema de Classificação Geomecânico da Rocha

DNIT: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

SUMÁRIO

1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	15
1.1	OBJETIVOS	16
1.1.1	Objetivo Geral.....	16
1.1.2	Objetivos Específicos	16
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	17
2.1	BREVE HISTÓRICO	17
2.2	TÚNEIS DE REFERÊNCIA	18
2.3	PROJETO E CONSTRUÇÃO.....	19
2.4	IMPACTO AMBIENTAL.....	20
2.5	GEOLOGIA E CLASSIFICAÇÃO DE MACIÇOS	20
2.5.1	RQD	23
2.5.2	Sistema Q de Barton.....	24
2.5.3	Sistema RMR	27
2.6	PRINCIPAIS MÉTODOS CONSTRUTIVOS.....	29
2.6.1	NATM.....	30
2.6.2	TBM	30
2.7	GLOSSÁRIO BÁSICO	31
2.7.1	Marcação Topográfica	31
2.7.2	Mapeamento Geológico	32
2.7.3	Plano de Fogo	32
2.7.4	Pilão.....	32
2.7.5	Alargamento.....	32
2.7.6	Contorno	32
2.7.7	Emboque.....	33
2.8	PROCESSO CONSTRUTIVO PELO MÉTODO NATM.....	33
2.8.1	Perfuração	33

2.8.2	Carregamento e Explosivos	34
2.8.3	Detonação	35
2.8.4	Ventilação	35
2.8.5	Limpeza	36
2.8.6	Contenção	36
2.9	SISTEMAS DE ESCORAMENTO E REVESTIMENTO	37
2.9.1	Concreto projetado	37
2.9.2	Enfilagem	37
2.9.3	Ancoragens	38
2.9.4	Cambotas Metálicas	39
2.9.5	Telas Metálicas	39
2.10	JET GROUTING	40
2.11	ITENS PARA ESTUDO PRELIMINAR DE TÚNEIS RODOVIÁRIOS	41
3	ÁREA DE ESTUDO	42
3.1	ASPECTOS GERAIS	42
3.2	GEOLOGIA GERAL E LOCAL	43
3.3	RELEVO E TRAÇADO PRELIMINAR	45
3.3.1	Traçado 1	46
3.3.2	Traçado 2	47
3.3.3	Traçado 3	48
3.3.4	Traçado 4	48
3.3.5	Traçado 5	49
3.3.6	Traçado 6	50
3.3.7	Traçado 7	50
4	MÉTODO	52
4.1	COMPARTIMENTAÇÃO GEOLÓGICA	53
4.2	TRAÇADO DEFINITIVO	56

4.3	PROJETO DE EMBOQUE	60
4.4	PROJETO DA PRAÇA DO EMBOQUE	64
4.5	CARACTERIZAÇÃO DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS DO TÚNEL	67
4.6	ESTIMATIVA INICIAL DE CUSTOS	71
5	RESUMO DOS RESULTADOS	75
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	77
6.1	CONCLUSÕES	77
6.2	SUGESTÕES.....	78
	REFERÊNCIAS	79

1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Túneis são, em geral, escavações subterrâneas que possibilitam a passagem de veículos, pedestres, animais, fiações e fluídos. No que diz respeito a passagem de veículos, a implantação de um túnel rodoviário pode ser um dos principais elementos para viabilizar a infraestrutura necessária para a melhora da mobilidade urbana.

Nas grandes cidades, principalmente em diversas capitais do Brasil, como é o caso de Florianópolis, existem rodovias e interseções rodoviárias que apresentam pontos com problemas de mobilidade. Um desses pontos é a ligação viária do bairro Itacorubi ao bairro Lagoa da Conceição que é realizada por meio da rodovia SC-404. A movimentação rodoviária ocorre por meio de pista simples e em elevações acima de 7% de inclinação, o que dificulta a mobilização de veículos pesados como caminhões e ônibus. Neste contexto, também estão vinculados os veículos de pequeno porte que, comumente, estão sujeitos às lentidões do trânsito na via. Essas lentidões ocorrem em maior proporção nos horários de pico de circulação para trabalho e escola, nas estações de veraneio, bem como nas épocas de picos de circulação turística.

A região que abrange a Grande Florianópolis apresenta uma extensa área urbana constituída por cidades e bairros que surgiram, em alguns casos desordenadamente. Este é o processo de conurbação acelerada, o qual acaba diminuindo as áreas disponíveis para a realização de obras de infraestrutura, por exemplo, a construção de novas rodovias e duplicação de vias existentes. Além disso, a falta de espaço disponível para essas obras gerar a busca ou a necessidade de utilização de espaços que apresentam vegetação característica da região. Este fato torna o problema desordenado ainda maior, pois à medida que se acomoda a população nas proximidades de rios, dunas e encostas com muitas descontinuidades, as instabilidades do meio físico tornam-se constantes. Portanto, a implantação de túneis é útil e imprescindível, pois reduz a área superficial utilizada para obras necessárias e também a reduz, em muitos casos, os impactos ambientais.

O presente trabalho apresenta um projeto preliminar de um túnel rodoviário a ser implantado no morro da Lagoa da Conceição em Florianópolis. Para a concepção do projeto serão abordados aspectos referentes à geologia local, estudos de traçado de eixo e projeto geométrico, caracterização de seções transversais e estimativa de custos.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

Construir um estudo preliminar de um túnel rodoviário para o morro da Lagoa da Conceição com o intuito de melhorar a mobilidade rodoviária entre os bairros do Itacorubi e Lagoa da Conceição.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Estimar alguns possíveis traçados de eixo e determinar o mais adequado com base no relevo, geologia do maciço e rodovias existentes.
- Realizar a caracterização geológica do maciço com base em mapas geológicos da ilha de Santa Catarina.
- Caracterizar geotecnicamente o tipo de rocha com base em referências da literatura.
- Determinar a qualidade do maciço rochoso a partir de compartimentações geológicas.
- Determinar soluções para a realização do emboque e do avanço de escavação.
- Caracterizar seções transversais do túnel.
- Realizar uma estimativa de custos iniciais para as referidas partes do projeto.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Nesse capítulo, foram reunidos os aspectos importantes presentes na literatura a respeito da concepção de túneis.

2.1 BREVE HISTÓRICO

Em engenharia, os túneis fazem parte de um conjunto de Obras de Arte que são utilizados de diferentes formas. Na antiguidade, os túneis eram utilizados para realizar transportes de água e outros fluídos. Na atualidade, são utilizados também para o transporte dos mais variados setores da economia com objetivo de suprir a demanda, otimizar tempo, garantir maior comodidade, agilidade e menor utilização de espaços superficiais.

As experiências na área de geotecnia tiveram seu início durante o período pré-histórico. Paleontólogos afirmaram que desde o “Homo Faber” havia capacidade de reconhecer a diferença de dureza entre tipos de rocha, além de possuir a noção de onde deveria bater na rocha para obter o formato desejado de ferramentas, como descrito por (Moreira, 2006).

Uma das primeiras civilizações a utilizar escavações em formato de túneis foram os povos Persas. Esses povos realizavam escavações, denominadas de “qanats”, em nascentes de água na base de montanhas para garantir a irrigação e abastecimento de água para a população, como descrito por (Moreira, 2006).

Os gregos e os romanos tiveram grande participação para a evolução das técnicas de escavação. Heródoto, um geólogo e historiador Grego, em suas escrituras descreveu a construção de um túnel feito durante o governo de Tales de Mileto no século VI a.c., no qual realizava o desvio do rio Halys para a passagem do exército de Croesus. Na Roma antiga há construções ditas monumentais para a época, e existentes até hoje, nas quais eram transportados os resíduos sólidos gerados na cidade. A Cloaca Máxima é um exemplo de como essas estruturas foram geniais e importantes, geralmente possuíam altura de 4,2 metros e largura de 3,2 metros com um formato em arco, como exposto por (Moreira, 2006).

2.2 TÚNEIS DE REFERÊNCIA

A seguir serão descritas brevemente algumas obras de túneis no Brasil e no exterior que serviram como referência para o presente estudo.

A primeira descrita nesta seção é o Túnel da Mata Fria localizado no município de Mairiporã em São Paulo foi construído durante o período de 1993 a 2000. Este túnel foi executado separadamente com duas seções (dois túneis) sendo o primeiro com 98 m² de seção transversal e o segundo com 128 m². Somando as extensões dos dois túneis, totalizam-se 500 m. Esta obra foi parte da duplicação da Rodovia Fernão Dias (BR-381). O método de execução desses túneis foi variado conforme a situação geológica de cada trecho.

Na cidade do Rio de Janeiro localiza-se o Túnel Rebouças. Estão presentes dois túneis com seção dupla. O primeiro, liga o Rio Comprido até Cosme Velho e possui um comprimento total de 760 m e seção transversal de 81 m². O segundo túnel, realiza a ligação entre Cosme Velho a Lagoa Rodrigo de Freitas, com 2.040 m de comprimento e 110 m² de seção transversal. O período de construção destes túneis foi de 1962 a 1965.

Também na cidade do Rio de Janeiro, encontra-se o Túnel Santa Bárbara com 1.375 m de extensão. A seção transversal é de aproximadamente 140 m². Seu período de construção ocorreu de 1949 a 1963. Entretanto seu projeto já estava iniciado em 1920, tendo sido atrasado em 29 anos por percalços durante as desapropriações. Por causa de falhas nos estudos geológicos, ocorreu durante a execução da obra um grande desabamento na travessia de uma falha. Foi considerado o túnel mais moderno da América Latina em sua inauguração.

Outra obra marcante é a do Túnel de Laerdal, na Noruega, que começou a ser construído em 1995 e inaugurado em 2000. Este é o maior túnel rodoviário do mundo com uma extensão de 24,5 km e faz parte da rodovia principal da Noruega que liga as cidades de Oslo e Bergen. Prevendo possíveis complicações para os motoristas percorrerem o túnel, os projetistas criaram 3 grandes cavernas com espaço suficiente para que os usuários parem em casos de stress ou cansaço visual. Para não tornar o trajeto monótono, foram adotadas nos trechos entre as cavernas diferentes cores para a iluminação do túnel.

Construído na década de 90, porém ainda um destaque mundial atualmente, o Eurotúnel realiza a conexão entre a França e a Inglaterra em travessia sob o canal da Mancha. Diferentemente dos túneis citados anteriormente, o Eurotúnel é composto por três escavações em sua seção tipo nas quais é utilizado o meio de transporte ferroviário. O túnel em sua composição total possui partes acima do nível do mar e outra submersa. Ao todo, o túnel possui 50,5 km de comprimento, dentre os quais 37,9 km estão submersos a 75 metros de

profundidade. A execução das escavações foi realizada a partir de máquinas tuneladoras (método TBM).

O maior túnel em extensão do mundo localiza-se na Suíça. O Túnel de Base de São Gotardo é considerado um dos projetos mais complexos já construído. Além do seu comprimento de 57 km, outros pontos de dificuldade existiram em seu projeto e execução, como por exemplo, os vários tipos de rocha encontrados durante a escavação, descrito por geólogos como a mais imprevisível obra do mundo. Outro ponto de extrema dificuldade foi a realização do desmonte de rocha, isto porque o túnel atravessa os Alpes Suíços com mais de 2 km de altitude (túnel mais profundo do mundo), o que torna a tensão de confinamento extremamente alta. Isto dificultava a execução do desmonte, pois, as rochas se expandiam durante a escavação. Foram necessários 17 anos para a conclusão da obra.

2.3 PROJETO E CONSTRUÇÃO

A seguir serão brevemente destacadas algumas referências que ilustram as características básicas relativas ao projeto e construção de túneis.

No que diz respeito ao desenvolvimento de projeto de túneis, (Gonçalves, 2018) realizou uma comparação entre o dimensionamento matemático usando modelagem computacional e os métodos empíricos. As análises realizadas tiveram como objetivo modelar parâmetros como tensões in situ e descontinuidades afim de projetar seções transversais mais econômicas sem denegrir a segurança. O autor também cita a importância da realização de sondagens geomecânicas pois a adoção de investigações por métodos geofísicos ainda apresenta graus de incerteza em sua determinação.

No que diz respeito às medições necessárias durante a construção de um alinhamento de um túnel, Cintra & Gonçales (2017) desenvolveram um estudo de caso no qual foi utilizado laser scanner terrestre para realização da topografia de túneis. Os autores elaboraram uma comparação entre os principais equipamentos utilizados para o mapeamento geológico na qual fica evidente a superioridade deste método com relação aos outros expostos. O resultado final apresenta maior precisão e menor tempo de execução, fornecendo uma visão geral de todos os pontos catalogados em formato 3D o que facilita a identificação de falhas na escavação.

Dentre os métodos mais utilizados na construção de túneis, destaca-se o New Austrian Tunneling Method (NATM). Lima (2016) demonstrou em sua dissertação a aplicabilidade da técnica NATM para a execução de túneis em rocha, descrevendo de forma detalhada as etapas

existentes neste método. Por fim, o autor demonstra cada uma destas etapas em um estudo de caso ocorrido no Rio de Janeiro.

No que diz respeito às atividades de acompanhamento da execução de túneis, (L. F. da S. Oliveira & Leite, 2016) apresentaram um estudo de caso sobre a execução do túnel da Transoceânica no Rio de Janeiro. Neste estudo, os autores evidenciaram a importância do Acompanhamento Técnico de Obra (ATO) para a análise dos resultados da instrumentação para garantir juntamente com o projetista a segurança geral da obra. Também abordaram detalhadamente cada etapa executada pelo método NATM na obra em questão.

2.4 IMPACTO AMBIENTAL

Atualmente, devido às restrições ambientais tanto em áreas rurais quanto urbanas, ocorre uma busca por soluções de mobilidades baseadas em estruturas subterrâneas. Geralmente são selecionadas por proporcionar uma melhor qualidade de vida para as pessoas, principalmente em relação a mobilidade urbana e também por apresentar uma minimização dos impactos ambientais, como descreveu Moreira (2006).

Segundo (Almeida, 2001), a ilha de Florianópolis possui grande capacidade de utilização subterrânea de maciços rochosos. A ilha é formada por um relevo constituído, em grande parte, de maciços rochosos nos quais encontram-se rochas resistentes como, por exemplo, granitos. Além disso, destaca algumas localizações de possíveis projetos de túneis rodoviários, dentre elas a obra de um túnel sob o maciço do morro da Lagoa da Conceição como uma alternativa para a duplicação da SC-404.

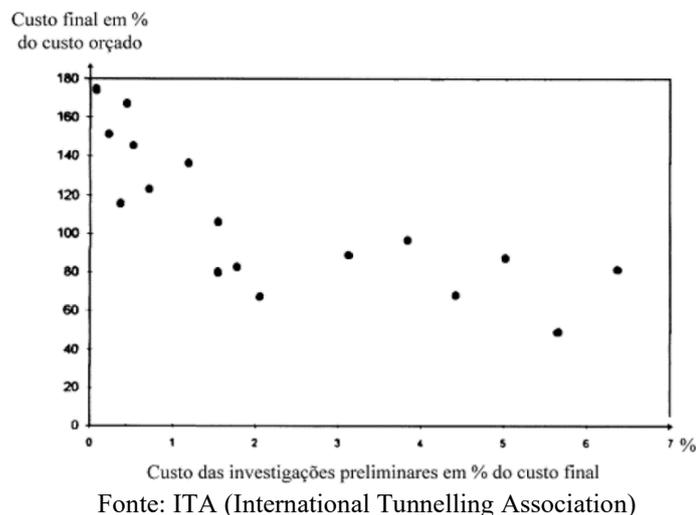
2.5 GEOLOGIA E CLASSIFICAÇÃO DE MACIÇOS

A Geologia é definida como a ciência que realiza o estudo da estrutura da crosta terrestre desde a sua origem como também a sua evolução por meio de estudos em rocha. Formada por grandes campos de conhecimento, a Geologia pode ser dividida em dois amplos grupos: Geologia Teórica ou Natural e Geologia Aplicada. Dentro da Geologia aplicada encontram-se os estudos voltados para a engenharia, tanto para a Engenharia Sanitária e Ambiental quanto para a Engenharia Civil (Chiossi, 2013).

O estudo geológico de um maciço rochoso é de extrema importância para obras de terra na Engenharia Civil. Ele determina as diretrizes que devem ser observadas e obedecidas durante o desenvolvimento de um projeto.

Os maciços não são constituídos por um meio homogêneo, mas sim formados por grandes massas rochosas que podem apresentar descontinuidades como por exemplo juntas (diaclasses) e falhas (paráclases). Portanto, a realização de estudos geológicos e a utilização de sondagens rotativas são de suma importância para o desenvolvimento de um projeto básico e executivo que não apresente grandes erros. Como demonstra a Figura 1, investigações cujos custos situam-se acima de 2% do valor final da obra apresentam o benefício de melhor acerto ou mesmo uma grande redução na orçamentação da mesma.

Figura 1 – Comparação do custo final em relação a investigações.



Para a realização de um estudo geológico o primeiro passo a ser tomado é o de reconhecimento visual da área de estudo através da fotogrametria e do levantamento de dados da superfície. O processo seguinte é o de apuração do subsolo. Esta etapa é realizada a partir de sondagens rotativas executadas até a profundidade desejada, e no caso de escavações de túneis deve-se adquirir testemunhos que possam apresentar os aspectos característicos do maciço rochoso para assim classifica-lo (Filho, 2008).

Além da realização de sondagens rotativas no terreno para a obtenção de testemunhos, outros estudos devem ser realizados com o objetivo de caracterizar as rochas presentes no maciço, como através de métodos geofísicos. A partir das análises efetuadas, pode-se então utilizar os dados obtidos nas medições como informações de entrada para o dimensionamento, que pode ser realizado a partir de modelagens feitas em softwares em elementos finitos, de

sistemas de contenção para uma satisfatória escavação do túnel. Algumas dessas informações serão explanadas a seguir:

- **Peso específico aparente:** é a relação entre o peso de um fragmento e o seu volume. Pode ser determinado pelo processo geométrico como também a partir de uma balança hidrostática. Preferencialmente são utilizados três corpos de prova.
- **Porosidade:** é a relação entre o volume de vazios presentes no corpo de prova e o seu volume total multiplicado por 100 para se obter um valor em porcentagem.
- **Resistência à tração:** é a resistência medida no momento em que ocorre a ruptura do elemento por tração, a qual pode ser realizada por ensaios de tração direta, diametral ou por flexão.
- **Resistência ao cisalhamento:** é a resistência medida pela tensão gerada por cisalhamento máxima exercida no corpo de prova para a sua ruptura. Geralmente executado pelo ensaio de cisalhamento direto.
- **Resistência a compressão:** é a máxima carga suportada por um corpo de prova submetido a um carregamento axial.
- **Módulo de elasticidade:** é a relação entre a tensão aplicada no corpo de prova e a deformação linear decorrente dessa aplicação de carga. Esta relação demonstra a capacidade que o material possui de sofrer uma deformação e conseguir se reconstituir a forma original anterior à carga aplicada. Geralmente em rochas o formato original é raramente reconstituído.
- **Coefficiente de Poisson:** é a razão entre as deformações existentes nas direções longitudinal e transversal de um corpo de prova submetido a um carregamento, geralmente de compressão.

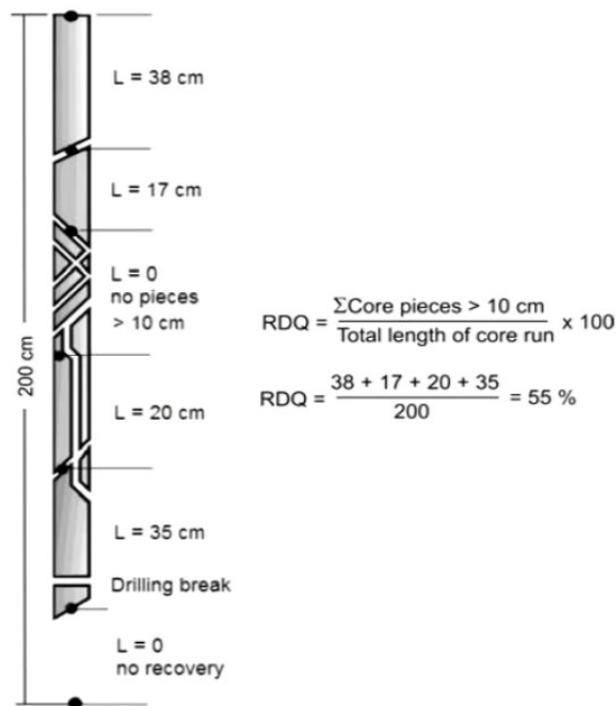
Além dos métodos matemáticos para a modelagem do comportamento do maciço rochoso, existem na literatura alguns métodos empíricos consagrados como, por exemplo, RQD (Rock Quality Designation) desenvolvido em 1964 por Deere, RMR (Rock Mass Rating) criado e atualizado por Bieniawisk em 1989 em seu livro *Engineering Rock Mass Classifications* e o sistema Q de classificação (Rock Tunnelling Quality) proposto por Barton em 1974 . Estes métodos serão abordados simplificadaamente a seguir.

2.5.1 RQD

Don U. Deere foi o pioneiro em cálculos empíricos sobre qualidade de maciços rochosos, tendo desenvolvido o primeiro parâmetro quantitativo a partir de análises de testemunhos retirados do maciço. Simplificadamente, o método se resume em somar os trechos do testemunho de uma sondagem rotativa que são maiores do que 10 cm e dividir pelo tamanho total que deve ser maior do que um metro como mostra a equação (1) e Figura 2 (Hoek, 2006).

$$RQD = \frac{(\sum \text{partes} > 10\text{cm})}{\text{Testemunho} \geq 100} * 100 \quad (1)$$

Figura 2 – Demonstração da metodologia de Deere.



Fonte: Deere (1989)

Além de utilizar testemunhos para o cálculo do RQD, existem métodos propostos de adquirir esse valor de forma indireta. Palmström (1982) sugeriu que quando não fosse possível retirar testemunhos, fosse então estimado o valor do RQD por leituras das discontinuidades presentes na superfície da rocha por unidade de volume como mostra a equação (2).

$$RQD = 115 - 3,3 * J_v \quad (2)$$

onde J_v é o número de juntas somadas por unidade de comprimento para todos os conjuntos conhecido como contagem volumétrica.

Entretanto o método desenvolvido por Deere não sugere nenhum tipo de tratamento para a contenção do túnel durante o processo de escavação. Apenas demonstra por meio de uma tabela em termos relativos a qualidade final do maciço rochoso como mostra a Tabela 1.

Tabela 1 – Classificação RQD

RQD (%)	Qualidade do maciço rochoso
0-25	Muito Fraco
25-50	Fraco
50-75	Regular
75-90	Bom
90-100	Excelente

Fonte: Deere (1989).

2.5.2 Sistema Q de Barton

A partir de análises realizadas em várias escavações de túneis, Barton et al (1974) desenvolveu uma equação empírica na qual consta os parâmetros característicos do maciço rochoso como também os requerimentos para a sustentação da escavação. O Sistema Q utiliza como ponto inicial o valor de RQD proposto por Deere e cinco outros índices, como demonstra a equação (3).

$$Q = \frac{RQD}{J_n} * \frac{J_r}{J_a} * \frac{J_w}{SRF} \quad (3)$$

onde:

RQD: Índice de qualidade da rocha

J_n: Índice de influência das famílias

J_r: Índice de influência da rugosidade

J_a: Índice para a alteração da rocha

J_w: Índice de permeabilidade

SRF: Índice do estado de tensões

O primeiro termo da equação de Barton (RQD/J_n) refere-se ao tamanho dos blocos presentes no maciço. Quanto maior for o tamanho do bloco, e por tanto menores números de descontinuidades e falhas, maior será o valor deste item. A segunda parte da equação (J_r/J_a) representa as características referentes à resistência ao cisalhamento do maciço. Por fim,

terceiro quociente (J_w/SRF) tem como objetivo expressar o efeito de pressão exercida pela presença de água como também das tensões efetivas presentes na vizinhança da escavação.

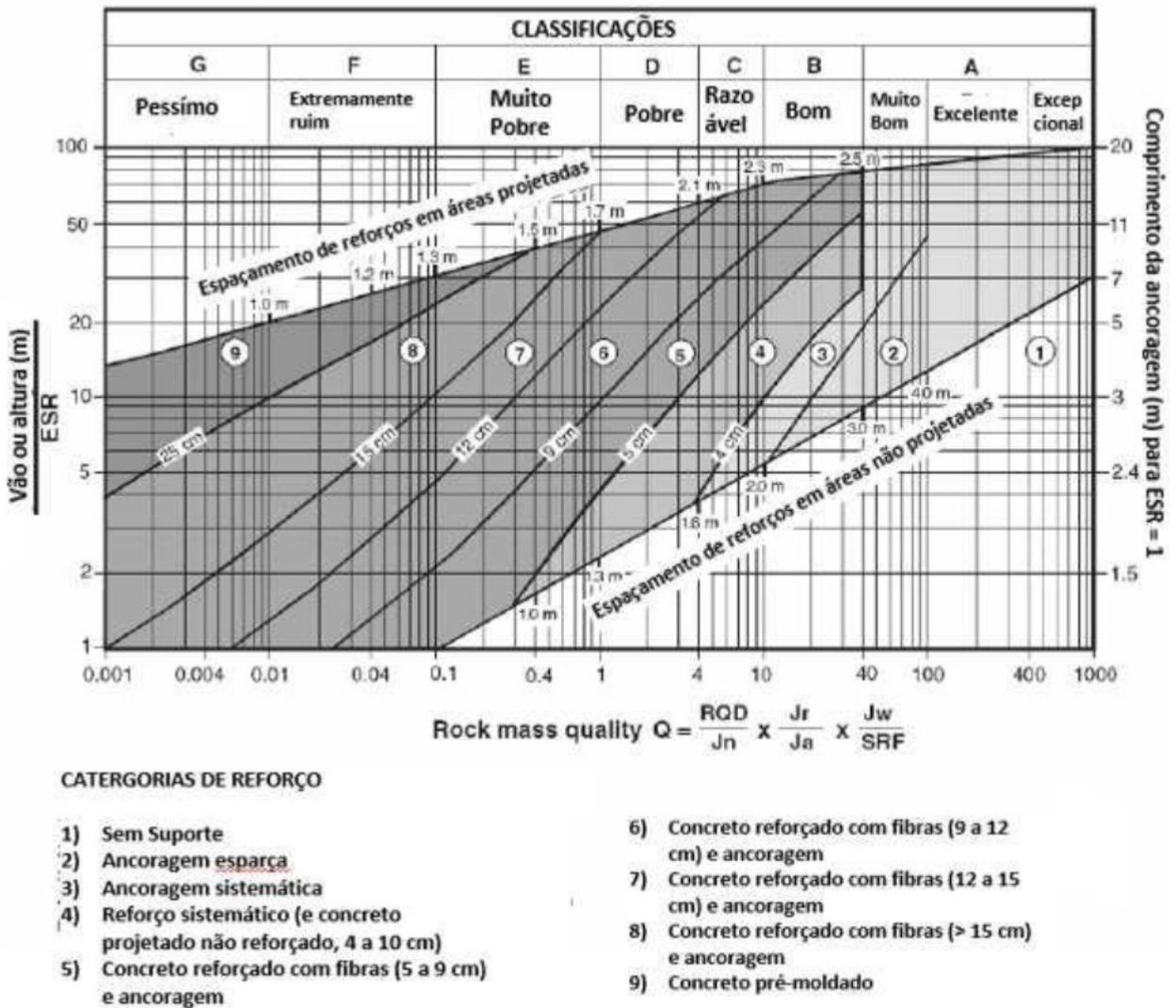
Os valores dos índices são disponibilizados em forma de tabela e são subdivididos para facilitar a identificação e escolha do valor com base nas características presentes para cada tipo de rocha. Além disso, o método de Barton também disponibiliza um ábaco para estimar o tipo de tratamento referente a cada resultado final no cálculo de Q em relação ao diâmetro da escavação explicitado na Figura 3, Figura 4 e Figura 5. (Hudson & Harrison, 1997)

Figura 3 – Tabela de Barton (part1).

Rock Quality Designation, RQD	a: Very poor b: Poor c: Fair d: Good e: Excellent	RQD 0-25 25-50 50-75 75-90 90-100	Where RQD is reported or measured as 10 (including 0), a nominal value of 10 is used to evaluate Q RQD intervals of 5, i.e., 100, 95, 90, etc., are sufficiently accurate
Joint Set Number, J_n	a: Massive, none or few joints b: One joint set c: One joint set plus random d: Two joint sets e: Two joint sets plus random f: Three joint sets g: Three joint sets plus random h: Four or more joint sets, random, heavily jointed 'sugar cube', etc. j: Crushed rock, earthlike	J_n 0.5-1.0 2 3 4 6 9 12 15 20	For intersections, use $(3.0 \times J_n)$. For portals, use $(2.0 \times J_n)$
Joint Roughness Number, J_r	(i) Rock wall contact and (ii) Rock wall contact before 10cm shear a: Discontinuous joint b: Rough or irregular, undulating c: Smooth, undulating d: Slickensided, undulating e: Rough or irregular, planar f: Smooth, planar g: Slickensided, planar (iii) No rock wall contact when sheared h: Zone containing clay minerals thick enough to prevent rock wall contact j: Sandy, gravelly, or crushed zone thick enough to prevent rock wall contact	J_r 4 3 2.0 1.5 1.5 1.0 0.5 1.0 1.0	Add 1.0 if the mean spacing of the relevant joint set is greater than 3m. $J_r = 0.5$ can be used for planar slickensided joints having lineation, provided the lineations are favourably orientated. Descriptions b to g refer to small-scale features and intermediate-scale features, in that order.
Joint Alteration Number, J_a	(i) Rock wall contact a: Tightly healed, hard, nonsoftening, impermeable filling, i.e., quartz or epidote b: Unaltered joint walls, surface staining only c: Slightly altered joint walls. Nonsoftening mineral coatings, sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc. d: Silty or sandy clay coatings, small clay fraction (nonsoftening) e: Softening or low-friction clay mineral coatings, i.e., kaolinite, mica. Also chlorite, talc, gypsum, and graphite, etc., and small quantities of swelling clays (discontinuous coatings, 1-2mm or less in thickness) (ii) Rock wall contact before 10cm shear f: Sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc. g: Strongly over-consolidated, nonsoftening clay mineral fillings (continuous, <5mm in thickness) h: Medium or low over-consolidation, softening, clay mineral fillings (continuous, <5mm in thickness) j: Swelling clay fillings, i.e., montmorillonite (continuous, <5mm in thickness). Value of J_a depends on percentage of swelling clay-sized particles, and access to water, etc.	J_a 0.75 1.0 2.0 3.0 4.0 4.0 6.0 8.0 8.0-12.0	ϕ , (approx.) Values of ϕ , are intended as an approximate guide to the mineralogical properties of the alteration products, if present 25°-35° 25°-30° 20°-25° 8°-16° 25°-30° 16°-24° 12°-16° 6°-12°

Fonte: Engineering Rock Mechanics (1997)

Figura 5 – Ábaco de classificação e tratamento de Barton.



2.5.3 Sistema RMR

A metodologia desenvolvida por Bieniawski talvez seja a mais conhecida e utilizada entre os métodos empíricos devido a sua simplicidade e efetividade. O sistema RMR utiliza parâmetros mais básicos relacionados à geometria e à geomecânica do maciço com relação ao método de Barton (Hudson & Harrison, 1997).

O sistema RMR baseia-se na somatória de 6 valores estabelecidos por meio de tabelas desenvolvidas por Bieniawski. A tabela principal é subdividida em seis partes nas quais encontram-se os parâmetros que devem ser comparados com as características presentes no maciço. Esses parâmetros representam: resistência à compressão simples, RQD, espaçamento entre as discontinuidades, condição das discontinuidades, ação da água subterrânea e

orientação relativa das descontinuidades/escavação. Cada um destes aspectos apresenta uma pontuação relativa como forme a Figura 6 ilustra.

Figura 6 – Tabela de classificação RMR.

A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS									
Parameter			Range of values						
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	>10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range - uniaxial compressive test is preferred		
		Uniaxial comp. strength	>250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	< 1 MPa
	Rating	15	12	7	4	2	1	0	
2	Drill core Quality RQD		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%		
	Rating		20	17	13	8	3		
3	Spacing of		> 2 m	0.6 - 2 . m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
	Rating		20	15	10	8	5		
4	Condition of discontinuities (See E)		Very rough surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Highly weathered walls	Slickensided surfaces or Gouge < 5 mm thick or Separation 1-5 mm Continuous	Soft gouge >5 mm thick or Separation > 5 mm Continuous		
	Rating		30	25	20	10	0		
5	Groundwater	Inflow per 10 m tunnel length (l/m)	None	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125		
		(Joint water press)/ (Major principal σ)	0	< 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
	General conditions		Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing		
	Rating		15	10	7	4	0		
B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS (See F)									
Strike and dip orientations			Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very Unfavourable		
Ratings	Tunnels & mines		0	-2	-5	-10	-12		
	Foundations		0	-2	-7	-15	-25		
	Slopes		0	-5	-25	-50			
C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS									
Rating			100 ← 81	80 ← 61	60 ← 41	40 ← 21	< 21		
Class number			I	II	III	IV	V		
Description			Very good rock	Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock		
D. MEANING OF ROCK CLASSES									
Class number			I	II	III	IV	V		
Average stand-up time			20 yrs for 15 m span	1 year for 10 m span	1 week for 5 m span	10 hrs for 2.5 m span	30 min for 1 m span		
Cohesion of rock mass (kPa)			> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100		
Friction angle of rock mass (deg)			> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15		
E. GUIDELINES FOR CLASSIFICATION OF DISCONTINUITY conditions									
Discontinuity length (persistence)			< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m		
Rating			6	4	2	1	0		
Separation (aperture)			None	< 0.1 mm	0.1 - 1.0 mm	1 - 5 mm	> 5 mm		
Rating			6	5	4	1	0		
Roughness			Very rough	Rough	Slightly rough	Smooth	Slickensided		
Rating			6	5	3	1	0		
Infilling (gouge)			None	Hard filling < 5 mm	Hard filling > 5 mm	Soft filling < 5 mm	Soft filling > 5 mm		
Rating			6	4	2	2	0		
Weathering			Unweathered	Slightly weathered	Moderately weathered	Highly weathered	Decomposed		
Ratings			6	5	3	1	0		
F. EFFECT OF DISCONTINUITY STRIKE AND DIP ORIENTATION IN TUNNELLING**									
Strike perpendicular to tunnel axis					Strike parallel to tunnel axis				
Drive with dip - Dip 45 - 90°			Drive with dip - Dip 20 - 45°		Dip 45 - 90°		Dip 20 - 45°		
Very favourable			Favourable		Very unfavourable		Fair		
Drive against dip - Dip 45-90°			Drive against dip - Dip 20-45°		Dip 0-20 - Irrespective of strike°				
Fair			Unfavourable		Fair				

Fonte: (Bieniawski, 1989)

Existem várias regras correlação entre as classificações entre RMR e Q de Bieniawski e Barton. Entretanto algumas ressalvas devem ser feitas já que os métodos levam em conta alguns parâmetros diferentes como por exemplo a orientação das juntas não é levada em conta por Barton (Christofolletti, 2014).

A partir das classificações de Bieniawski, foi possível estimar os tipos de tratamentos necessários para cada delas. A Figura 7 sintetiza os sistemas de contenção propostos como ferramenta auxiliar para a elaboração de projetos.

Figura 7 – Guia básico para projeto de tratamentos.

TIPO DE MACIÇO ROCHOSO	MÉTODO DE ESCAVAÇÃO	TIRANTES (diâmetro de 20 mm, com calda de cimento)	CONCRETO PROJETADO	CAMBOTAS METÁLICAS
I RMR: 81-100	Face completa. Avanço de 3 m.	Geralmente não precisa suporte exceto tirantes localizados curtos		
II RMR: 61-80	Face completa. Avanço de 1 a 1,5 m suporte pronto a 20 m da face.	Tirantes localizados no teto de 3 m de comprimento e espaçados 2,5 m, malha de aço opcional.	Espessura de 50 mm no teto, onde necessitar.	Nulo
III RMR: 41-60	Frente de escavação em bancadas (berma) 1,5 a 3 m de avanço na calota. Instalação do suporte após cada escavação a fogo. Suporte pronto a 10 m da face.	Tirantes espaçados 1,5 a 2 m, de 4 m de comprimento, no teto e paredes, com malha de aço no teto.	Espessura de 50 a 100 mm no teto e 30 mm nas paredes	Nulo
IV RMR: 21-41	Frente de escavações em camadas. Avanço da calota de 1 a 1,5 m. Instalação do suporte paralelo com a escavação, a 10 m da frente.	Tirantes espaçados 1 a 1,5 m, de 4 a 5 m de comprimento, teto e paredes, com malha de aço	Espessura de 100 a 150 mm no teto e 100 mm nas paredes.	Cambotas metálicas leves a médias, espaçadas de 1,5 m, onde precisar.
V RMR: < 20	Múltiplas frentes. Avanço da calota de 0,5 a 1,5 m. Instalação do suporte paralelo com a escavação. Concreto projetado logo que possível após a escavação fogo.	Tirantes espaçados 1 a 1,5 m, de 5 a 6 m de comprimento em teto e paredes com malha de aço, atirantado invertido.	Espessura de 150 a 200 mm no teto e 150 mm nas paredes, e 50 mm na face.	Cambotas metálicas médias a pesadas, espaçadas de 0,75 m, com aduelas de aço. Arco invertido.

Fonte: Filho (2003)

2.6 PRINCIPAIS MÉTODOS CONSTRUTIVOS

Atualmente, encontram-se disponíveis muitas formas construtivas para execução de túneis rodoviários. Introdutoriamente, é possível destacar duas maneira de se executar a escavação de túneis: de forma manual ou mecânica. Basicamente, existem dois tipos de túneis,

os escavados e os submersos. Dentre os escavados, existem dois métodos já consagrados pela simplicidade e eficiência, NATM e TBM. Esses dois métodos serão explanados em seguida.

2.6.1 NATM

O NATM (New Austrian Tunnelling Method) foi desenvolvido pelos austríacos Ladislaus von Rabcewicz, Leopold Müller e Franz Pacher durante a década de 50. O método recebeu este nome para se diferenciar do “Austrian Tunnelling Method” conhecido atualmente como “Old Austrian Tunnelling Method”.

A evolução dessa metodologia ocorreu durante a execução de túneis para minas de carvão. Observou-se, à época, que as peças em madeira utilizadas para suporte provisório, depois de terem entrado em colapso, poderiam ser substituídas por peças mais leves e esbeltas.

Foi a partir desta observação que descobriram que a estrutura do maciço era o principal suporte da escavação e não os revestimentos aplicados. Isto fez com que as espessuras dos revestimentos usados fossem diminuídas e também que não precisavam ser feitos de alvenaria como anteriormente. Por este motivo, o procedimento foi considerado revolucionário e é utilizado até hoje.

Outro ponto observado, foi de que a utilização de concreto projetado era mais eficiente do que outros tipos de revestimentos. Por ser um material mais maleável, o concreto projetado tornou a ligação entre o maciço e o concreto mais fácil e completa, não possibilitando a existência de espaços vazios como feitos anteriormente em alvenaria, por exemplo. As espessuras médias do revestimento em concreto projetado variam entre 10 e 30 cm. Foi estimada então uma espessura mínima de 20 cm (Chapman, Metje, & Stark, 2010).

2.6.2 TBM

Diferentemente do método NATM, as TBMs (Tunnel Boring Machines) são tuneladoras que realizam as escavações sem a utilização de explosivos. São máquinas geralmente cilíndricas que apresentam as ferramentas de corte na parte frontal (cabeça). A escavação é realizada pela desestruturação do solo a partir do desgaste provocado pelos “dentes” de corte. Essa desestruturação é realizada pelo movimento circular da cabeça.

As tuneladoras apresentam couraça de proteção em sua estrutura (Shields) que permitem a realização da escavação em seção plena. Isso garante um avanço mais rápido e

contínuo aumentando a produtividade. Entretanto apresentam a desvantagem de não poder realizar curvas horizontais de raios pequenos, sendo necessária a utilização de explosivos.

Outro ponto em que o TBM se diferencia do NATM é de que não permite que ocorra deformações no maciço. Assim, os esforços gerados pela escavação são totalmente absorvidos pelos revestimentos aplicados. Isso faz com que as tuneladoras de face fechada sejam mais indicadas para obras de escavação de metrô em solos sem autossustentação. Além disso, as TBMs são indicadas também por não provocar abalo sísmico em centros urbanos (Ardehana, Pitroda, & Bhavsar, 2016).

Infelizmente este tipo de escavação ainda é pouco utilizada no Brasil devido ao grande custo inicial de implantação e também pela necessidade de mão de obra especializada para a operação destas tuneladoras. Recentemente, apenas as obras da linha 4 do metrô em São Paulo e no Rio de Janeiro usaram essa tecnologia em obras no Brasil.

Em outros países o TBM também é utilizado para a escavação de túneis em rocha, sendo capaz de desagregar materiais com até 300 MPa de resistência. Para escavações em rocha, aplica-se também o uso de tuneladoras de face aberta.

2.7 GLOSSÁRIO BÁSICO

Para melhor entendimento do trabalho em questão, será explanado um pequeno glossário de termos utilizados no âmbito da escavação de túneis por meio da metodologia NATM.

2.7.1 Marcação Topográfica

Processo no qual são realizadas a locação e a verificação do eixo e do nível da base do túnel. Também é nessa parte em que é feita a marcação da localização dos furos para a futura perfuração.

2.7.2 Mapeamento Geológico

Acompanhamento geotécnico e geológico durante o avanço para conferir se a rocha detonada em questão é a mesma da que foi estipulada durante a fase de projeto. Além disso, também é realizada uma análise das fraturas e falhas encontradas, bem como da presença de água

2.7.3 Plano de Fogo

Etapa em que é planejado todos os aspectos referentes escavação do túnel por meio de explosivos. No plano de fogo constam informações como a determinação da posição dos furos, a quantidade de carga em cada furo, tipo de explosivo, entre outros fatores.

2.7.4 Pilão

Em um plano de fogo o pilão é a primeira abertura realizada na região central da escavação da seção de um túnel. O pilão pode ser feito utilizando furos em paralelo ou então dispostos de maneira inclinada em leque ou em “V”.

2.7.5 Alargamento

O alargamento é a etapa posterior ao pilão. Nele é executado a detonação e o desmonte da rocha ao redor do pilão. Neste processo, os furos são sempre feitos de forma horizontal paralelo ao eixo do túnel.

2.7.6 Contorno

O contorno é a parte final da detonação. Ele tem como objetivo realizar o melhor acabamento possível, a fim de evitar deformações na superfície (*underbreak e overbreak*) além de limitar fraturas na rocha remanescente.

2.7.7 Emboque

Parte inicial do túnel. Geralmente possui comprimento de aproximadamente três vezes o seu diâmetro. A sua execução é uma etapa crítica do projeto, pois necessita de estruturas provisórias de contenção para evitar o desmoronamento da estrutura perfurada. Esta dificuldade normalmente ocorre, pois, a escavação ainda não alcançou a profundidade ou comprimento em que se encontra a rocha sã.

2.8 PROCESSO CONSTRUTIVO PELO MÉTODO NATM

O avanço da frente de escavação de um túnel com o método NATM envolve os passos cíclicos de perfuração, carga, detonação, ventilação, limpeza e contenção, descritos brevemente a seguir.

2.8.1 Perfuração

A perfuração, como o nome indica, é a etapa em que os furos são feitos e onde posteriormente serão colocados os explosivos. Os furos são realizados com o auxílio de equipamentos específicos mecanizados chamados de jumbo de perfuração.

O jumbo de perfuração pode possuir até quatro perfuratrizes, um para cada de seus braços mecânicos. Graças ao avanço tecnológico, os jumbos são capazes de posicionar as perfuratrizes exatamente na posição indicada pela marcação topográfica e pelo plano de fogo, o que garante um desmonte de rocha eficiente.

O diâmetro dos furos geralmente vai de encontro ao tipo de explosivo utilizado. Isto ocorre porque o explosivo deve ocupar todo o espaço disponível no furo. Uma faixa comum de diâmetros existentes é a de 45 a 64 milímetros.

A quantidade de furos e a sua disposição são planejados durante o plano de fogo, e dependem de muitos fatores como por exemplo o tipo de rocha e o tipo de faturamento do maciço como também o tamanho da seção transversal do túnel. Normalmente, quanto maior a seção transversal menor é a densidade dos furos (Ricardo & Catalani, 2007).

2.8.2 Carregamento e Explosivos

Finalizado o processo de perfuração dos furos na frente da escavação, é iniciada a etapa de carregamento, que consistem em realizar a introdução de explosivos nos furos.

A forma como o carregamento é executado varia conforme o tipo de explosivo utilizado. Geralmente os materiais explosivos se encontram em três formas: em pó, em cartuchos ou em emulsão. Os mais utilizados para túneis são os em cartucho ou em emulsão. Como a escavação de um túnel não é a céu aberto, os explosivos devem possuir baixos teores de gases tóxicos (Classe I) para evitar possíveis problemas futuros de saúde respiratória nos colaboradores. Além disso, também devem possuir boa resistência a água pois pode ocorrer percolação de água nos furos, por este motivo os explosivos em pó não são utilizados.

Para os carregamentos feitos a partir de explosivos do tipo cartucho, o processo é feito usualmente de maneira manual. São depositados um ou dois cartuchos no furo com o auxílio de uma “haste de carregamento”, que pode ser um bastão em madeira ou em plástico, com o objetivo de alcançar o fundo do furo e também para comprimir ao máximo os cartuchos ao fundo para melhor fixá-los e diminuir possíveis espaços vazios entre o furo e o explosivo, aumentando a densidade linear de carga. Este tipo de carregamento é o mais utilizado atualmente por se tratar de um método simples e sem necessidade de mão de obra especializada. Entretanto, o carregamento manual apresenta baixo nível de produtividade e segurança (Ricardo & Catalani, 2007).

O carregamento feito a partir de explosivos em emulsão são realizados com o auxílio de equipamentos pneumáticos e computadorizados que realizam o bombeamento da emulsão nos furos a partir de tubulações. Este tipo de carregamento apresenta maior produtividade em relação ao feito em cartuchos e também maior segurança para os colaboradores.

A densidade do carregamento varia no decorrer da seção do túnel. Usualmente a maior concentração do carregamento encontra-se no pilão, cerca de 7 kg/m^3 . Nos furos auxiliares, a densidade dos explosivos diminui para a casa de 1 kg/m^3 .

2.8.3 Detonação

A detonação é o processo de início de fogo dos explosivos. Geralmente esta operação é realizada a partir de espoletas (equipamento de iniciação) que são depositadas no fundo dos furos antes dos explosivos.

Usualmente estas espoletas são elétricas e instaladas em série ou em série-paralelo nos furos. Entretanto, os detonadores elétricos podem sofrer facilmente interferências externas como, por exemplo, raios elétricos ou até mesmo frequências de rádio. Por este motivo não é utilizado em alguns países como a Suécia. No lugar dos detonadores elétricos são usados os cordões de detonação. Esses cordões são tubos ocos feitos de polímeros de diversos tipos nos quais são gerados impulsos que ativam os estopins que dão início a detonação (Ricardo & Catalani, 2007).

2.8.4 Ventilação

A ventilação é uma atividade de extrema importância para a execução de um túnel, assim como para a sua operação. O sistema de ventilação garante que seja mantido a taxa de oxigênio suficiente, aproximadamente 20%, para os operários da obra localizados na cabeceira da escavação. Além disso, também é utilizado para retirar as impurezas do ar geradas pelas máquinas movidas a combustão e pela detonação dos explosivos.

Essa etapa geralmente é exercida com o auxílio de dutos metálicos ou infláveis, lonas plásticas, que transportam ar limpo até a frente da escavação. Este processo pode ser executado de diversas maneiras. A metodologia mais simples é a qual onde o ar limpo é insuflado para dentro do túnel e o ar tóxico é eliminado pelos processos de convecção dos gases sendo expelidos de maneira natural. Entretanto, um modo mais eficiente possível é o que agrega a sucção dos gases tóxicos existentes e a insuflação do gás limpo.

No Brasil, costumeiramente, utilizam-se taxas padrão de transporte desses gases. Geralmente calcula-se em torno de 6m³/minuto de ar insuflado para cada homem e mais 2,5m³/minuto de ar para cada máquina a combustão. Também deve-se levar em conta a quantidade de ar necessária para eliminação dos gases tóxicos gerados pela detonação, sendo estimado 30m³/kg de explosivo utilizado.

Para a verificação de que a ventilação é executada de forma satisfatória são utilizados equipamentos eletrônicos capazes de realizar a medição da qualidade do ar e também indicar a concentração de gases tóxicos.

2.8.5 Limpeza

Após ocorrida a detonação dos explosivos, é iniciado o processo de limpeza do túnel. Para a realização desta etapa, é indicado que os colaboradores aguardem um período aproximado de 20 minutos para que a ventilação, exemplificada no item anterior, seja realizada eficientemente e consiga retirar a maior parte dos gases tóxicos gerados pela explosão.

Basicamente, a limpeza do túnel trata-se em efetuar a retirada do material escavado. Juntamente com a limpeza é feita uma vistoria técnica do local. Esta vistoria tem como objetivo localizar possíveis rochas que não foram totalmente desmontadas e que apresentam risco para a escavação. Essas rochas são catalogadas em uma planilha e aquelas que não poderão ser removidas são marcadas com a tinta vermelha para que todos saibam do risco presente. A remoção dessas rochas (chocos) é realizada pelo procedimento chamado “bate-choco”. O bate-choco pode executado de maneira manual ou mecanizada.

Durante o processo de limpeza é executado o transporte do material desmontado para o local determinado em projeto. O transporte pode ser realizado por meio de trilhos ou rodas. Geralmente quando se trata de seções transversais grandes, aproximadamente 100 m², utiliza-se caminhões basculante e escavadeiras. Esta é uma das tarefas complexas de um projeto pois deve-se analisar a carga máxima suportada para cada tipo de veículo assim como o tamanho das rochas que serão transportadas, com o objetivo de maximizar a produção e obter a melhor logística possível.

2.8.6 Contenção

Para maciços que possuem rochas muito fraturadas e não apresentam tempo suficiente de autossustentação necessitam de um bom sistema de contenção. Este sistema tem o objetivo de garantir a segurança e a continuidade da escavação. O processo de contenção é projetado a partir do estudo geológico, no qual é explanada a situação das fraturas e estipulado a capacidade de sustentação do maciço. Os principais sistemas de contenção serão descritos no item a seguir.

2.9 SISTEMAS DE ESCORAMENTO E REVESTIMENTO

Sistemas de escoramento e revestimento são soluções adotadas para a etapa de contenção de uma escavação. As técnicas mais utilizadas serão explanadas nos subitens a seguir.

2.9.1 Concreto projetado

A NBR-14026 define o concreto projetado como aquele que possui a dimensão máxima superior do agregado graúdo em 9,5 mm e que é transportado por tubulações específicas e projetado na superfície sob pressão e ao mesmo tempo compactado.

A norma também especifica os dois modos como pode ser executado o concreto projetado, por via úmida ou seca. Utilizando a metodologia de via úmida, todos os insumos do concreto são misturados antes de serem introduzidos no equipamento de projeção. Por via seca, somente os agregados podem se apresentar úmidos e a maior parte da água é adicionada no momento do jateamento, na parte final da ponta do bico de projeção ou no mangote.

O cimento utilizado para esta finalidade geralmente é o CPV ARI por proporcionar resistência mecânica satisfatória após a aplicação do concreto projetado. Entretanto, outros tipos de cimento podem ser utilizados, desde que atendam às especificações estipuladas na NBR 5732 e NBR 5733. A dosagem do cimento para o concreto projetado segue como as já utilizadas para os concretos comuns. Pode ser utilizado também alguns aditivos como, por exemplo, aceleradores de pega e plastificantes para aumentar a resistência inicial ou diminuir a reflexão com a proporção de 2% a 3% em relação ao cimento (DER, 2006).

A relação água/cimento para este fim também é próxima à usada normalmente para concretos comuns, na qual pode variar entre 0,35 a 0,50. A água utilizada para concreto projetado deve respeitar as especificações estipuladas na NBR 7211 (DER, 2006).

2.9.2 Enfilagem

O método da enfilagem baseia-se na introdução de uma haste de aço em furos sub-horizontais realizados logo acima da abóboda do túnel. As perfurações são realizadas com o auxílio de perfuratrizes e devem ter sua locação verificada assim como a angulação e a direção.

Após realizada a perfuração, é verificada a limpeza do furo para garantir que a barra de aço atinja a profundidade desejada.

Depois que as barras estão instaladas, é iniciado o processo de injeção da calda de cimento para garantir que a barra fique fixada no furo. Também garantem maior consolidação do sistema com o maciço. A injeção da calda de cimento no furo é realizada a partir de pequenos furos localizados no tubo que são cobertos por válvulas manchete que são desobstruídas com a pressão da injeção da calda de cimento. A sua disposição é efetuada a partir de equipamentos exclusivos para esta função, bombas injetoras, que são capazes de medir vazão, pressão e volume injetado. O fator água/cimento da calda é de aproximadamente 0,5 em peso (Guatteri, et al., 2017).

De acordo com (Mendonça, 2017), as enfilagens são utilizadas para garantir a sustentabilidade de solos com características mecânicas insatisfatórias durante a execução da escavação. Apresentam a característica de proporcionar um pré-suporte ao sistema pois são elaboradas antes da etapa de desmonte. Ademais, por causa da geometria final da disposição das barras, as cargas geradas pela escavação são transmitidas no eixo longitudinal, o que gera a diminuição das deformações transversais.

O comprimento das perfurações pode atingir 30 metros, porém o valor recomendado está entre 9 a 18 metros. O espaçamento entre os tubos varia conforme as características geotécnicas apresentadas pelo maciço. O diâmetro dos tubos situa-se entre 100 mm à 200 mm.

2.9.3 Ancoragens

As ancoragens são sistemas de contenção nos quais são introduzidos elementos estruturais, geralmente barras de aço, em perfurações pré-realizadas em um maciço. Dentre as ancoragens existem as ativas, tirantes, e as passivas, chumbadores.

Os tirantes são depositados na perfuração e são fixados no fundo para então serem tracionados. Este esforço de tração na barra causa a compressão do maciço entre as duas extremidades da barra de aço. Esta compressão do maciço aumenta a tensão e confinamento que garante menores deslocamentos garantindo a manutenção e estabilidade da escavação.

Nos chumbadores não ocorre o tracionamento da barra de aço. Simplesmente ela é depositada no furo e é injetado ao longo de toda a sua extensão uma calda de cimento para a sua fixação.

As ancoragens podem ser utilizadas para períodos de tempo curto, para a manutenção de blocos que possam estar soltos, como também permanentemente para a consolidação do maciço. Para cada tipo de serviço existe um dimensionamento apropriado, que leva em conta também o tipo de maciço no qual será realizado a ancoragem.

2.9.4 Cambotas Metálicas

Cambotas metálicas são estruturas geralmente constituídas em perfis I, H ou por treliças. São instaladas de forma a se moldarem a forma do túnel por meio de parafusos ou soldas. Em túneis de seção transversal grandes, são utilizados vários segmentos desses perfis que são conectados por meio de parafusos e solda, porém podem ser calandradas.

Habitualmente as cambotas metálicas são usadas em casos em que a autossustentação do maciço é baixa, geralmente para maciço que obtiveram classificações IV ou V pelo método empírico de Bieniawski (RMR) ou então em uma passagem de falhas no caso de escavações em rocha. As cambotas metálicas também são indicadas para o uso em escavações em solo, muito visada para as etapas de emboque de túneis.

Para as escavações em rocha, as cambotas metálicas são apoiadas no próprio piso do túnel. Já para as escavações em solo, é recomendado que seja elaborado um tipo de sapata para que a cambota seja depositada para evitar a possibilidade de ocorrer punção na base da estrutura. Geralmente o espaçamento entre as cambotas são de 0,5 a 1,5 m dependendo da geologia do local aplicado.

2.9.5 Telas Metálicas

As telas metálicas assim como as cambotas são utilizadas em situações mais críticas de estabilidade. Entretanto, as telas não são comumente usadas para as escavações em solo devido à maior dificuldade de fixação, embora auxiliam à resistência ao cisalhamento nesses casos. Geralmente são empregadas juntamente com o concreto projetado.

2.10 JET GROUTING

Abrabamento, Koshima, & Zirlis, 1998 mencionaram que o “jet grouting” é uma técnica conceituada utilizada para realizar reforços de terrenos. Basicamente, seu conceito trata-se de realizar a desagregação do solo por meio de impacto gerado por um jato hidráulico.

Essa técnica obteve grande desenvolvimento durante a década de 70 na qual foram criados muitos métodos de execução pelos japoneses e divulgados para a comunidade técnica, tendo como pioneirismo as publicações de Miki (1973) e Yahiro Yoshida (1973). Durante este mesmo período, ocorreu a transferência de tecnologia para a Itália onde ocorreu o estudo para a estabilização do recalque da Torre de Pisa. Após essa primeira transferência de tecnologia ocorreu um grande desenvolvimento dos métodos aplicados e também da maioria dos equipamentos utilizados.

Ainda de acordo com Abrabamento et al., 1998, no Brasil, a utilização dessa metodologia iniciou-se durante a década de 80. O único método disponível na época era o CCP (*Cement Churning Pile*) elaborado por Nakanishi em 1970. No decorrer dessa década novas técnicas foram implantadas, em especial foi introduzido em 1987 o “jet grouting” horizontal, utilizado para o tratamento de abóboda de túneis (aplicação para o emboque e tratamento).

O “jet grouting” é uma técnica muito versátil, sendo facilmente aplicável em qualquer tipo de solo, sem restrições granulométricas, ou origem geológica, presença de água, podendo ser realizado em quaisquer direções entre vertical e horizontal. Outro ponto conveniente é a não limitação de profundidade por não possuir problemas de emendas entre as hastes. Entretanto, observa-se a necessidade da realização de ensaios laboratoriais e de campo para caracterizar o solo para definir a granulometria e também para constatar se há a presença de materiais orgânicos ou contaminantes. Isto poderia ocasionar o retardamento da pega ou até mesmo a contaminação do cimento.

A execução do “jet grouting” normalmente envolve 5 etapas. A primeira delas é a realização da perfuração no solo através da haste de perfuração com o auxílio da sonda perfuradora, na qual ocorre a segunda etapa com jateamento de água e a rotação da haste. Segundo Abrabamento et al., (1998), a terceira etapa é a substituição do jateamento de água pela calda de cimento, também elevando-se a pressão para a desagregação do solo desejada. A quarta etapa é o reinício da rotação da haste e sua elevação até atingir a proximidade da superfície. Por fim, o último processo é a repetição de todos os processos anteriores.

2.11 ITENS PARA ESTUDO PRELIMINAR DE TÚNEIS RODOVIÁRIOS

Os itens necessários para a elaboração de um projeto preliminar para túneis rodoviários são: traçados preliminares para o túnel, projeto da praça do emboque, projeto dos emboques, projeto dos trechos do túnel e estimativas de custos a partir destes itens principais.

3 ÁREA DE ESTUDO

3.1 ASPECTOS GERAIS

A área de estudo do presente trabalho, demarcada em vermelho na Figura 8, localiza-se em um maciço rochoso entre os bairros Lagoa da Conceição e Itacorubi, apresentando um perímetro de aproximadamente 8,62 km e área de 3,0 km². A única conexão entre os dois bairros é a rodovia, SC-404, como ilustrado na Figura 8.

Neste local também encontram-se restaurantes de grande atratividade turística além de um mirante disponibilizado para visitantes. A região também possui ocupação do solo para residências no sopé do morro em ambos os lados. Dispõe também de um ponto de salto para a realização de esportes radicais além de um hotel e uma pousada.

O Morro da Lagoa apresenta um relevo em formato de sela, possuindo inclinações variadas. O cume do morro atinge uma altitude de aproximadamente 280 metros em relação ao nível do mar.

Figura 8 – Delimitação da área de estudos.



Fonte: Autor

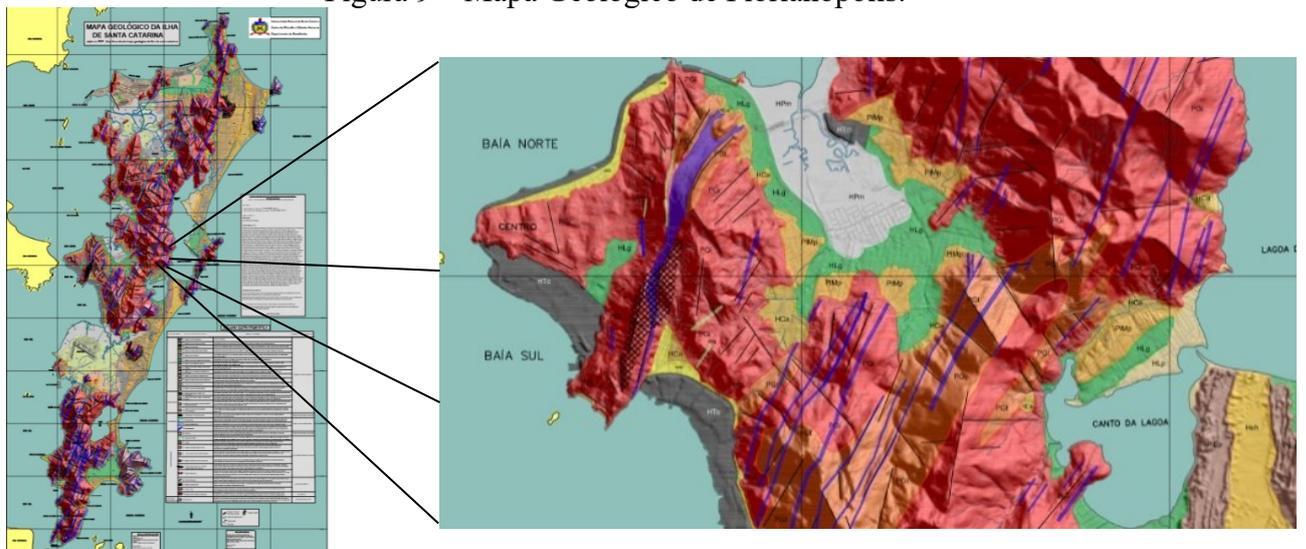
3.2 GEOLOGIA GERAL E LOCAL

Observou-se a partir da Figura 9a a caracterização geológica da ilha de Santa Catarina. As linhas em azul indicam a localização de diques de diabásio. Os maciços que apresentam coloração roseada mostram que a sua composição possui em maior parte rochas de Granito Ilha e também Granito Itacorubi.

Os granitos são rochas ígneas que apresentam em sua constituição minerais (mica, feldspato e quartzo) que determinam seus parâmetros geomecânicos, geralmente com grande resistência à compressão simples (100 MPa). Entretanto, a presença de fraturamentos pode acarretar na perda de 50% de sua resistência (H. T. Oliveira & Arns P. 2015). Geralmente, o Granito Ilha e Itacorubi apresentam cores cinzentas ou rosadas e textura equigranular. O Granito Ilha apresenta, em sua composição, minérios com textura mais grossa em comparação com o Granito Itacorubi. Como a maioria das rochas magmáticas, elas não demonstram deformações dúcteis.

Analisando a Figura 9b, na qual consta um trecho do mapa mais especificamente para a região da área de estudos, pode-se concluir que o maciço do Morro da Lagoa da Conceição apresenta alguns diques de diabásio, principalmente ao norte do morro. Este fator pode indicar problemas futuros durante a execução do projeto, pois possivelmente apresentará uma concentração de falhas.

Figura 9 – Mapa Geológico de Florianópolis.



- a) Mapa geológico de Florianópolis
- b) Detalhamento geológico

Fonte: Tomazzoli (2014)

Outra análise possível é a de comparação entre o maciço do Morro da Lagoa da Conceição com o maciço do Morro da Cruz, onde se localiza o único túnel da cidade, Antonieta de Barros. Nele encontra-se um dique de diabásio além de uma concentração de fraturas já detectadas, traçados em preto, situado na posição em que foi executado o projeto do túnel.

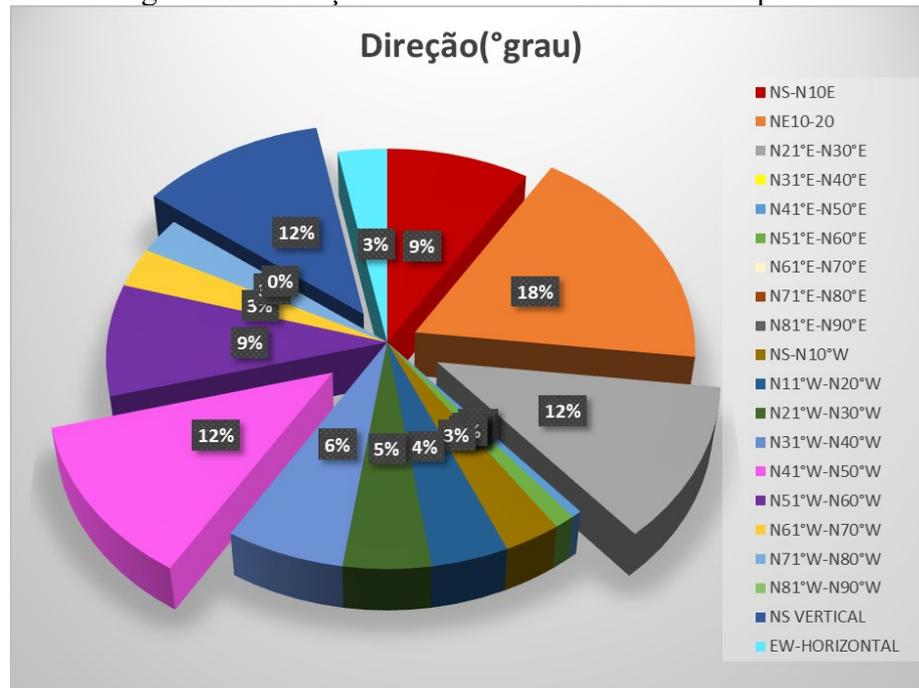
A maioria dos diques de diabásio e de fraturas encontradas durante a escavação do túnel possuíam direção entre 20° a 45° NE, como pode ser observado na Tabela 2 e na Figura 10 e Figura 13. Outro fato conhecido, através dos relatórios técnicos elaborados durante a obra, foi de que nos pontos em que foram encontrados os diques de diabásio durante os desmontes, foram classificados como classe III/IV. Na parte em que foi escavado o granito com a presença de linhas de fratura espaçadas, classificaram como classe II. E por fim, na região onde as fraturas eram seladas e as paredes de rocha são, foi classificado como classe I (Almeida, 2001).

Tabela 2 – Frequência de Direções de Lineamentos

Direção(°grau)	Número de vezes	%(percentagem)
NS-N10°E	32	8,86
N11°E-N20°E	65	18,01
N21°E-N30°E	43	11,91
N31°E-N40°E	0	0,00
N41°E-N50°E	2	0,55
N51°E-N60°E	4	1,11
N61°E-N70°E	0	0,00
N71°E-N80°E	0	0,00
N81°E-N90°E	0	0,00
NS-N10°W	11	3,05
N11°W-N20°W	15	4,16
N21°W-N30°W	17	4,71
N31°W-N40°W	23	6,37
N41°W-N50°W	44	12,19
N51°W-N60°W	31	8,59
N61°W-N70°W	11	3,05
N71°W-N80°W	10	2,77
N81°W-N90°W	0	0,00
NS VERTICAL	42	11,63
EW-HORIZONTAL	11	3,05
TOTAL	361	100,00

Fonte: Almeida (2001).

Figura 10 – Direções dos lineamentos de Florianópolis.

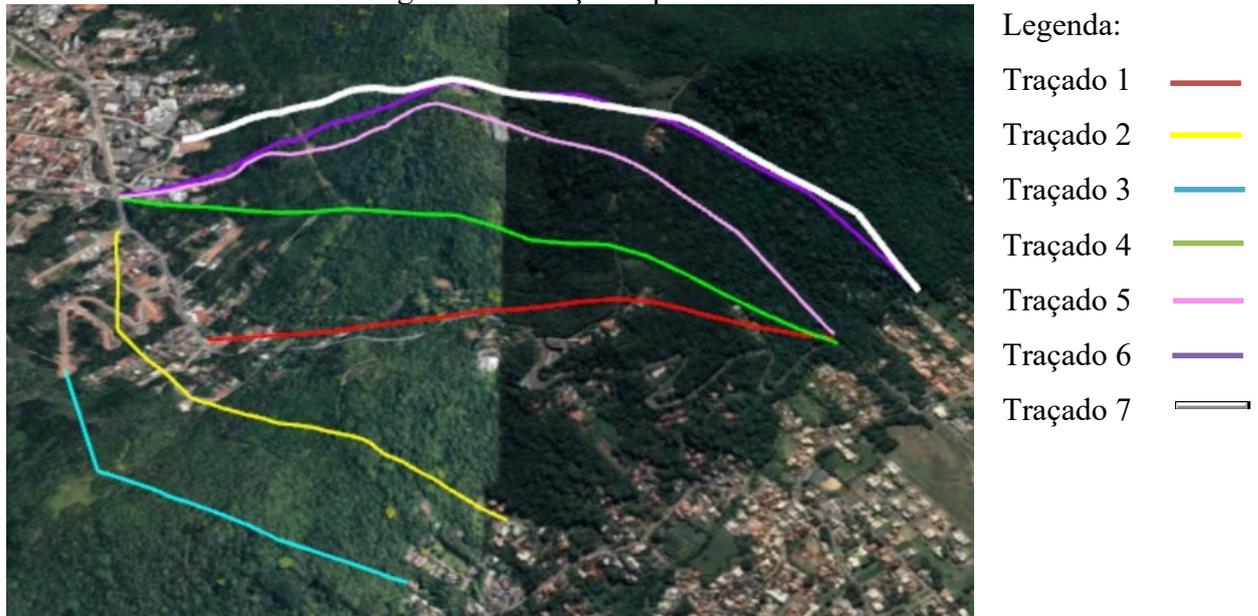


Fonte: Autor

3.3 RELEVO E TRAÇADO PRELIMINAR

Após a análise realizada da geologia do maciço rochoso do Morro da Lagoa da Conceição, foram estipulados traçados prévios, com auxílio do software Google Earth (Figura 11), nos quais foram avaliados fatores como por exemplo a inclinação do sopé do maciço para a execução do emboque como também questões de ocupação do solo já presentes. Foram realizadas 7 alternativas de traçado, que serão analisados a seguir.

Figura 11 – Traçados preliminares.



Fonte: Adaptada de Google Earth (2019)

3.3.1 Traçado 1

A primeira opção de traçado realizada foi a demonstrada na Figura 12. A ideia principal era a de utilizar a estrutura rodoviária já existente para reduzir o custo para a realização de obras referentes à infraestrutura e pavimentação. Este traçado também apresenta condições favoráveis com relação ao relevo, não apresentando inclinações elevadas que poderiam dificultar a execução do emboque em ambos os lados.

Entretanto, esta primeira hipótese foi descartada devido a problemas de logística que seriam causados pelo fechamento da rodovia SC-404 neste trecho. Isto acarretaria na mudança de rotas que aumentariam o número de pontos críticos de mobilidade e também o tempo de percurso para os usuários.

Figura 12 – Traçado prévio 1.



Fonte: Adaptada de Google Earth (2019)

3.3.2 Traçado 2

A segunda escolha para o traçado apresenta soluções para os problemas identificados na primeira alternativa de traçado. Nela possivelmente não ocorrerão problemas de fechamento da rodovia principal, o que acarretará na manutenção da mobilidade local durante a execução da obra, como ser visto na Figura 13.

Entretanto, encontra-se em ambos os lados do maciço, a presença de grande ocupação de residências familiares que apresentam alto índice de valorização. Este fator demandaria em um aumento do custo direto da obra devido a indenizações para as famílias presentes no local.

Figura 13 – Traçado prévio 2.

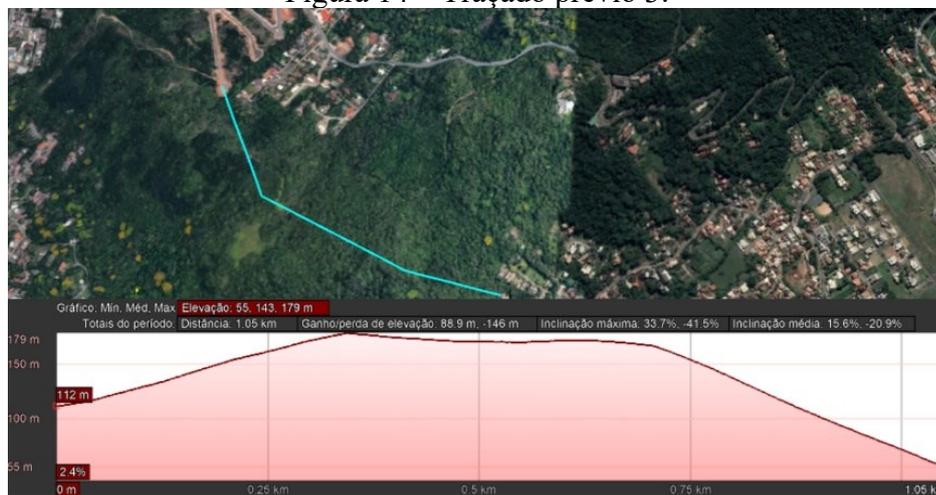


Fonte: Adaptada de Google Earth (2019)

3.3.3 Traçado 3

A terceira tentativa de traçado, exibido na Figura 14, foi realizada ao sul do maciço, cuja vantagem é de possuir uma extensão em comprimento menor do que as alternativas anteriores. Entretanto, o relevo demonstra alguns percalços como por exemplo a altura do emboque ao lado do Itacorubi, da qual demandaria um grande volume de aterro para a realização de uma rampa de acesso.

Figura 14 – Traçado prévio 3.



Fonte: Adaptada de Google Earth (2019)

3.3.4 Traçado 4

O traçado 4 foi uma tentativa de contornar todos os problemas anteriores. Possui inclinações pequenas no sopé, facilitando a execução do emboque. Porém, o relevo apresenta em seu cume, representado na Figura 15, uma elevada inflexão. Esta inflexão pode indicar a presença de um dique de diabásio, o que acarretaria em 300 metros de extensão do túnel com concentração elevada de fraturas.

Figura 15 – Traçado prévio 4.

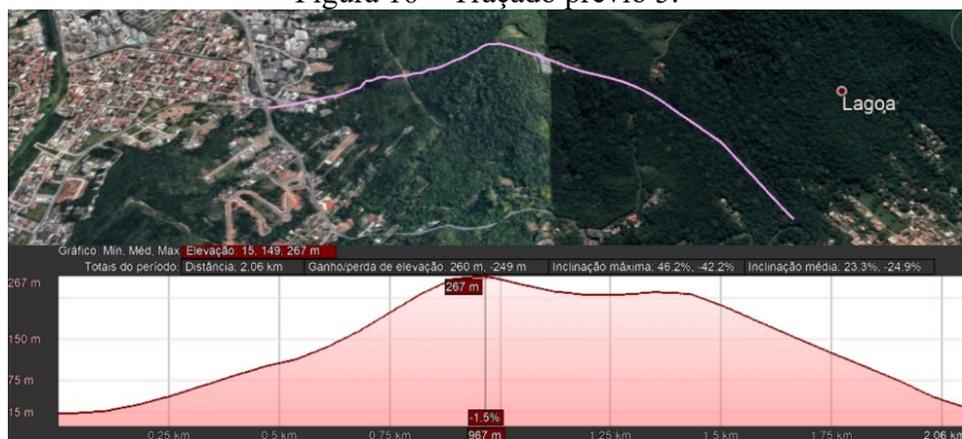


Fonte: Adaptada de Google Earth (2019)

3.3.5 Traçado 5

O traçado 5 apresenta um relevo que facilita a execução do emboque em ambos os lados. A inflexão no cume é menor do que na alternativa 4, o que indica possivelmente um menor número de falhas. Por outro lado, o traçado 5 apresenta uma extensão total de 2 km. Além disso, o traçado passa por baixo de um hotel presente no maciço, demonstrado na Figura 16. Caso ocorram recalques muito elevados durante a escavação nesse ponto, pode-se gerar problemas na estrutura do prédio.

Figura 16 – Traçado prévio 5.

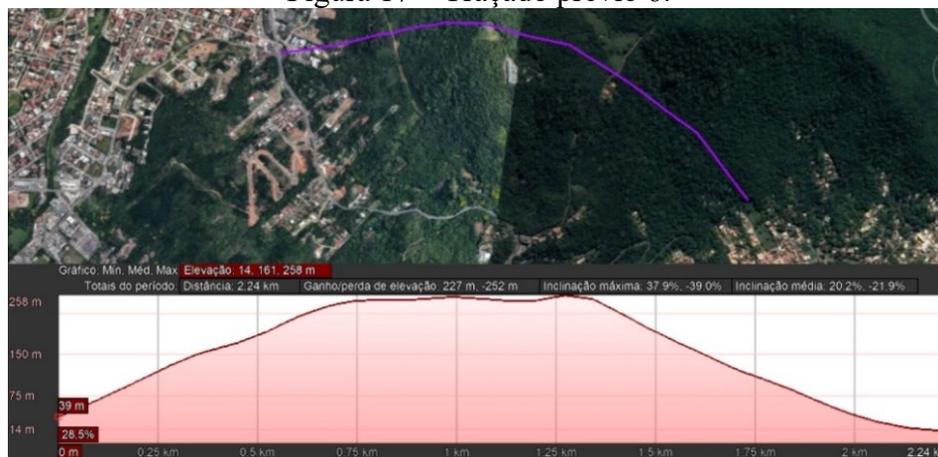


Fonte: Adaptada de Google Earth (2019)

3.3.6 Traçado 6

Na sexta tentativa de traçado buscou-se uma solução para o problema de possíveis recalques para o hotel. Também foi demonstrado uma outra possibilidade para o emboque ao lado da Lagoa da Conceição. O relevo apresentado demonstra simetria e baixas inclinações nos sopés, apresentado na Figura 17. Porém é a alternativa com a maior extensão.

Figura 17 – Traçado prévio 6.

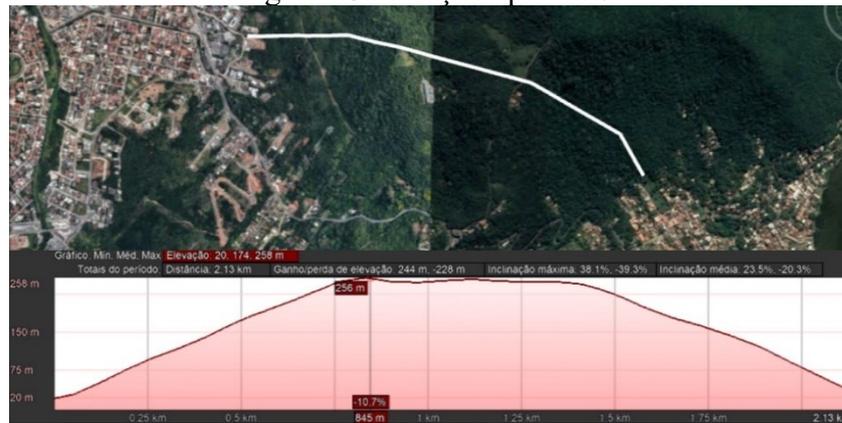


Fonte: Adaptada de Google Earth (2019)

3.3.7 Traçado 7

Ao realizar a última tentativa, buscou-se resolver todos os problemas das alternativas anteriores. Infelizmente, por questões físicas imutáveis, alguns percalços não foram solucionados. Entretanto, é o traçado mais viável por atender a maior parte dos pontos já levantados anteriormente. Analisando o relevo, pode-se constatar que apresenta boa simetria, não possuindo inflexões no topo do morro, que demonstra ter inclinações suaves e constantes. Único desafio deste traçado está relacionado à posição do emboque no Itacorubi no qual consta a presença de residências, expressado na Figura 18.

Figura 18 – Traçado prévio 7.



Fonte: Adaptada de Google Earth (2019)

A Figura 19 sintetiza os parâmetros utilizados para a determinação e escolha do melhor traçado para a continuidade do presente trabalho.

Figura 19 – Síntese para a escolha do melhor traçado preliminar.

Traçados	1	2	3	4	5	6	7
Relevo			X	X	X		V
Logística	X						V
Extensão						X	V
Idenizações		X					V
Problemas com recalque				X			V

Fonte: Autor

4 MÉTODO

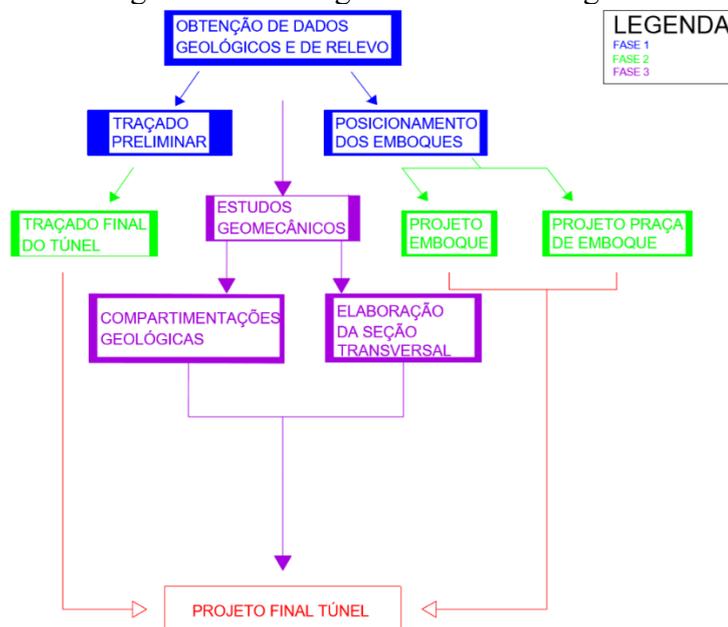
Neste capítulo, será descrito o processo realizado para a realização dos objetivos propostos para o presente trabalho.

Para sintetizar os passos executados para o desenvolvimento do projeto, pode-se subdividir os processos do trabalho em três fases:

- Fase 1: Obtenção de dados e características do maciço do Morro da Lagoa da Conceição a partir de referências na literatura;
- Fase 2: Realização de traçados definitivo a partir de ideias preliminares e desenvolvimento de projeto de emboque e praça de emboque;
- Fase 3: Determinação das seções transversais a partir das conclusões geológicas com o uso de tratamentos de contenção proposto.

Para facilitar o entendimento e interpretação das etapas descritas, foi elaborada uma estruturação das atividades realizadas como demonstra a Figura 20.

Figura 20 – Fluxograma da metodologia.



Fonte: Autor

4.1 COMPARTIMENTAÇÃO GEOLÓGICA

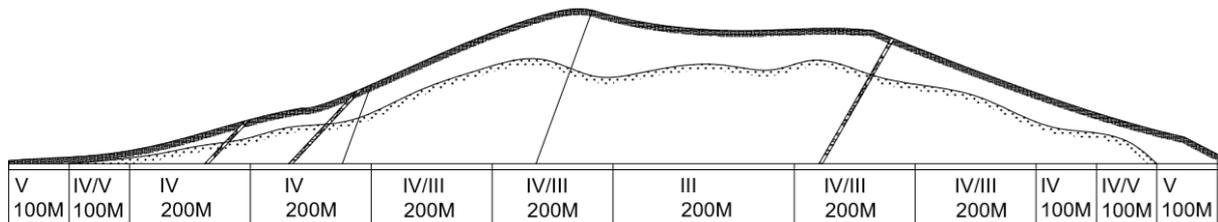
A compartimentação geológica realizada neste trabalho tem como base de dados os mapas geológicos de Florianópolis. Infelizmente, não foi possível contar com análises de testemunhos retirados de sondagens, que geralmente são realizados na região dos emboques, por falta de referências bibliográficas disponíveis na literatura como também por se localizar em uma área de preservação ambiental como indica o plano diretor da cidade. Portanto, o resultado gerado das compartimentações foi elaborado a partir das análises realizadas nas informações do capítulo 3, no qual a geologia do maciço é abordada minuciosamente. As compartimentações foram realizadas com base na literatura como também em suposições a partir do relevo.

Ao todo foram constituídas três compartimentações a partir dos traçados preliminares dos túneis 5, 6 e 7. Os outros traçados preliminares não foram levados em conta, por apresentarem outras dificuldades de projeto já discutidas, como também, por se encontrarem em uma região com alta concentração de descontinuidades e de dois grandes diques de diabásio, o que leva a concluir que sistemas de tratamento mais elaborados seriam necessários. Para deixar claro, nas regiões de transição de classes geológicas, como por exemplo de V para IV, deve-se verificar a disponibilidade da cobertura como também da capacidade de ancoragem do trecho. Se não for possível a utilização de tirantes, recomenda-se o uso das enfilagens.

O traçado preliminar 5 apresentou em sua constituição a presença de três diques de diabásio e duas descontinuidades localizadas próximas ao emboque oeste. A maior parte do trajeto atravessa a rocha Granito Itacorubi (aproximadamente 70%) e o restante pelo Granito Ilha. A Figura 21 apresenta detalhadamente os trechos e as classificações propostas pelo presente autor. Apesar de possuir a menor extensão entre os três traçados compartimentalizados, o traçado 5 não foi escolhido por apresentar percentagens altas das classes IV e V como demonstra a Tabela 3.

Figura 21 – Compartimentação do traçado 5.

Traçado 5



Fonte: Autor

Tabela 3 – Percentuais de Classes Traçado 5

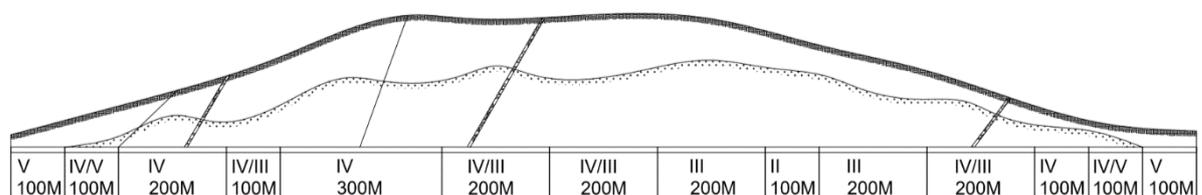
Classe	Extensão(m)	Porcentagem
III	500	25
III/IV	600	30
IV	500	25
IV/V	200	10
V	200	10

Fonte: Autor.

O traçado 6, assim como o traçado 5, passa por três diques e duas descontinuidades. Entretanto, por possuir um trecho mais extenso sem falhas, acredita-se que possa ocorrer a existência de uma parcela de Classe II em sua constituição. Assim como o traçado 5, o traçado 6 apresenta maior concentração de falhas e diques nas proximidades do emboque oeste. Além disso, apresenta a maior extensão entre todos os traçados elaborados e por este motivo também não foi o escolhido para a continuação do projeto. A Figura 22 apresenta a compartimentação do traçado 6 e a Tabela 4 as taxas percentuais para cada classe.

Figura 22 – Compartimentação do traçado 6.

Traçado 6



Fonte: Autor

Tabela 4 – Percentuais de Classes Traçado 6

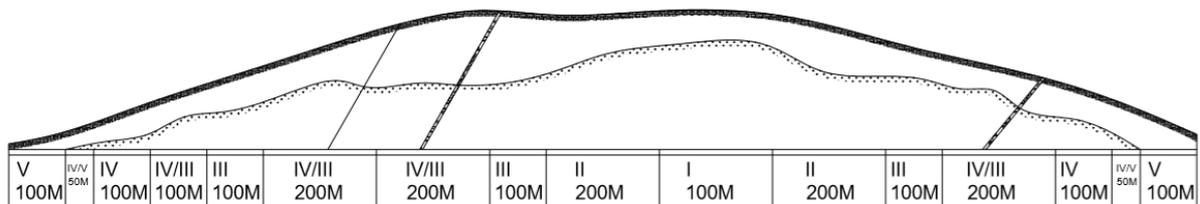
Classe	Extensão(m)	Porcentagem
II	100	4,55
III	400	18,18
III/IV	700	31,18
IV	600	27,27
IV/V	200	9,09
V	200	9,09

Fonte: Autor.

A última compartimentação realizada foi a do traçado preliminar 7. Este apresentou os melhores resultados entre todos os elaborados. Ao todo, foram localizados dois diques de diabásio e uma descontinuidade. Pelo trajeto, ocorre a presença apenas do Granito Itacorubi, sem a presença ou transição de outros tipos de rocha. Além disso, foi o único traçado em que se estimou a presença de um trecho com classe I. Por estes motivos, o traçado preliminar 7 foi o escolhido para o desenvolvimento do restante do trabalho. A Tabela 5 e a Figura 23 sintetizam as características abordadas.

Figura 23 – Compartimentação do traçado 7.

Traçado 7



Fonte: Autor

Tabela 5 – Percentuais de Classes Traçado 7

Classe	Extensão(m)	Porcentagem
I	200	9,5
II	400	19
III	300	14,4
III/IV	700	33,33
IV	200	9,5
IV/V	100	4,76
V	200	9,5

Fonte: Autor.

Figura 24 – Síntese da compartimentação final para cada traçado.

Compartimentações	Traçado 5	Traçado 6	Traçado 7
Classe I	X	X	V
Classe II	X	V	V
Classe III	V	V	V
Classe IV	V	V	V
Classe V	V	V	V

Fonte: Autor

4.2 TRAÇADO DEFINITIVO

Para o desenvolvimento do traçado definitivo do projeto, foi utilizado como ponto de partida o traçado preliminar 7 descrito no capítulo 3. A partir disso, utilizou-se o Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais para realização das definições exigidas pelo DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes).

A primeira etapa realizada foi a classificação da rodovia com base na finalidade do projeto como também os limites que os emboques e a seção transversal do túnel suportam. Portanto, o traçado para o túnel ficou estabelecido na Classe II com o intuito de exercer uma função coletora primária, com seção transversal em pista simples, como demonstra a Figura 25.

Figura 25 – Tabela de classificação de projeto geométrico.

Sistema	Classes funcionais	Classes de projeto
Arterial	Principal Primário Secundário	Classes 0 e I Classes I Classes I e II
Coletor	Primário Secundário	Classes II e III Classes III e IV
Local	Local	Classes III e IV

Fonte: Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais (1999)

Como se trata de um elemento de arte, obras nas quais se busca as melhores condições para os usuários, as inclinações de greide foram adotadas em 0%, caracterizado como terreno plano. A expectativa é de que o nível de serviço fique próximo ao D com velocidade média de operação entre 70 a 80 km/h. O veículo tipo escolhido para o projeto foi o CO, visto que este tipo cobre a representatividade da maior parte da frota que utilizará a rodovia, levado em conta o baixo volume de tráfego de veículos que possuem três eixos ou biarticulados. Para estes

veículos, o uso da rodovia será restrito, visto a existência da rodovia SC-404 que poderá exercer esta função.

Utilizando a velocidade média de 80 km/h, foi calculada a distância de visibilidade a partir da fórmula geral disponibilizada no manual. O coeficiente de atrito usado foi o de 0,30, fator usado em favor da segurança do usuário, sendo que poderia ser maior devido à pista seca ocorrida dentro do túnel. A distância final de visibilidade foi de 140 m, valor dentro do padrão requisitado pelo DNIT. Entretanto, ainda pelo manual, a distância requisitada para o desvio de obstáculos é de 230 m segundo uma velocidade de 80 km/h, e, portanto, este valor será o utilizado.

O projeto geométrico final, na realidade, conta com a construção de dois túneis rodoviários, com duas faixas de rodagem em cada um, com o intuito de possuir maior segurança com relação a acidentes e possíveis incêndios. Com um único sentido para cada túnel, facilita a movimentação e evacuação de usuários em momentos de emergência. A distância entre os dois túneis atende as recomendações de afastamento de duas vezes a seção transversal.

Figura 26 – Posicionamento entre túneis.



Fonte: Autor

Ao todo, os túneis apresentam 2 curvas horizontais. O raio mínimo foi calculado com base na equação apresentada na Figura 27, obtendo o valor de 252 m, com dados de entrada de superelevação máxima em 6%, coeficiente de atrito transversal igual a 0,14 e velocidade diretriz de 80 km/h (determinada com base no valor máximo de operação). Afim de respeitar os limites de sucessão entre curvas exposto no manual de projeto geométrico, foi definido que ambas as curvas são compostas por um raio de 400 m. A utilização da superlargura para este caso é dispensável, entretanto ela foi calculada com o objetivo de aumentar a segurança dos usuários e melhorar o fluxo de tráfego com o valor final de 0,40 m (valor máximo).

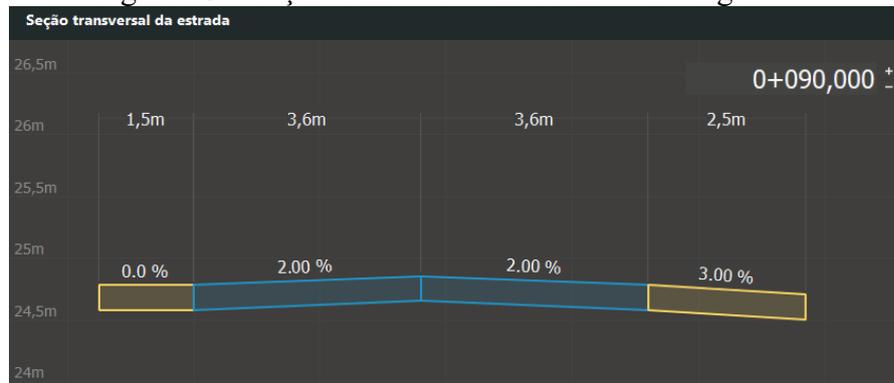
Figura 27 – Equação para calcular o raio mínimo.

$$R_{\min} = \frac{V^2}{127 (e_{\max} + f_{\max})}$$

Fonte: Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais (1999)

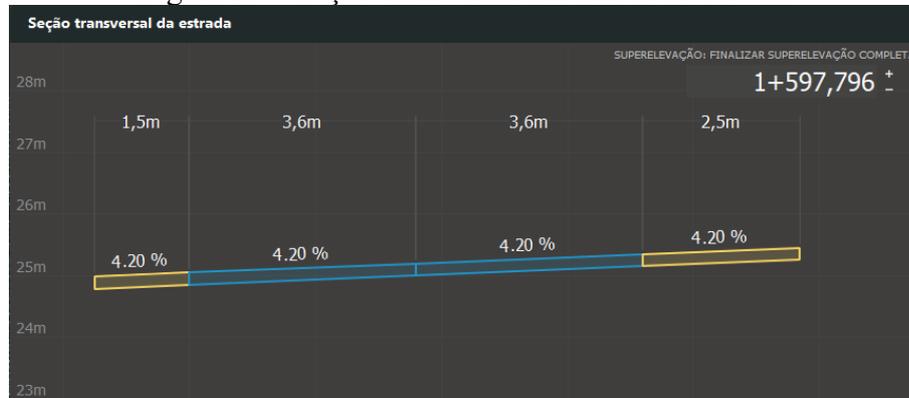
Após todos os cálculos realizados, foi possível realizar a modelagem da rodovia com o auxílio do software Infracworks. O resultado final pode ser observado pela Figura 28 e 29.

Figura 28 – Seção transversal em trechos em tangencias.



Fonte: Autor

Figura 29 – Seção transversal em ambas as curvas.



Fonte: Autor

A seção transversal dos túneis apresenta acostamento de 2,5 m de largura com um abaulamento de 3% nos trechos em tangente além de uma pista exclusiva para o uso de bicicletas (ciclovía) com 1,5 m de largura. A Figura 30 ilustra a modelagem arquitetônica destes elementos.

Figura 30 – Modelagem arquitetônica dos túneis.



Fonte: Autor

Para a conexão do túnel com as rodovias já existentes, foi proposto a utilização de elevados com o objetivo de diminuir o atrito no fluxo de tráfego presente em cruzamentos em nível ortogonais. Também fica exposto a possibilidade da utilização de rotatórias, porém não escolhida para o presente projeto por dificuldades no âmbito do espaço físico disponível, sendo, portanto, limitado para rotatórias de pequeno raio. As Figuras 28 e 29 representam de maneira arquitetônica as soluções projetadas para as conexões dos túneis para com as vias existentes.

Figura 31 – Modelagem arquitetônica saída Itacorubi.



Fonte: Autor

Figura 32 – Modelagem arquitetônica saída Lagoa da Conceição.



Fonte: Autor

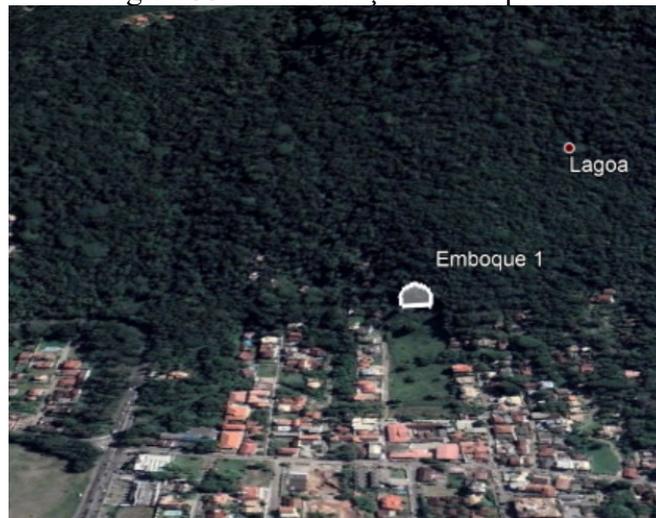
4.3 PROJETO DE EMBOQUE

O projeto e a execução de emboques de túneis são cruciais pois geralmente são as fases mais perigosas e críticas de serem realizadas. Isto ocorre pois os emboques estão localizados no sopé de morros e montanhas, pontos em que não há a presença de propriedades mecânicas suficientes para a realização de escavações sem a utilização de mecanismos para a sua sustentação. Portanto, esta fase é a mais crítica e insegura para colaboradores e projetistas.

Em um contexto geral, o emboque pode ser realizado de duas maneiras, a primeira em que o talude é intacto com escavações em solo até alcançar a rocha e a segunda em que é feito um anfiteatro em solo até atingir o afloramento da rocha. Para a elaboração do projeto de emboque foram levados em conta dois pontos principais, segurança e baixo impacto ambiental. Portanto, a saída encontrada foi a realização da escavação em solo sem a realização de um anfiteatro para diminuir os impactos ambientais com a utilização de sistemas de contenção sobrepostos.

O projeto conta com um emboque localizado no bairro Itacorubi e outro na Lagoa da Conceição. Analisando a Figura 33, é possível verificar a proximidade do Emboque 1 (Lagoa da Conceição) com a SC-404, o que tornaria o acesso ao centro do bairro mais efetivo. Também é perceptível o baixo número de árvores que terão que ser cortadas pela presença de um pequeno pasto a frente do emboque.

Figura 33 – Localização Emboque 1.



Fonte: Autor

O segundo emboque localizado no Itacorubi apresenta um teor de dificuldade maior pois está localizado em uma região com densidade residencial maior se comparado ao Emboque 1. Entretanto, esta foi a melhor posição levando em conta todos os pontos já discutidos no traçado preliminar 7. Também é possível verificar a sua proximidade com a SC-404, a qual pode se tornar uma rota de acesso para o túnel como demonstra a Figura 34.

Figura 34 – Localização Emboque 2.

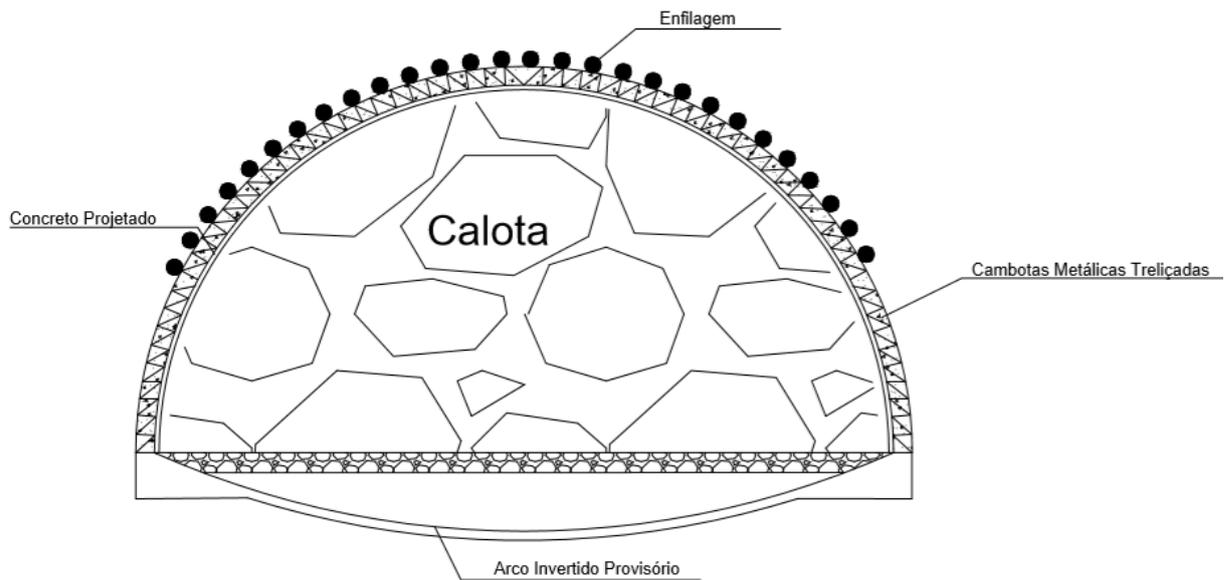


Fonte: Autor

No projeto, foi desenvolvido dois tipos de emboque. A primeira alternativa conta com a utilização enfilagens, concreto projetado, cambotas metálicas, como também, um arco invertido provisório com o intuito de proporcionar um arqueamento das tensões mais efetivo.

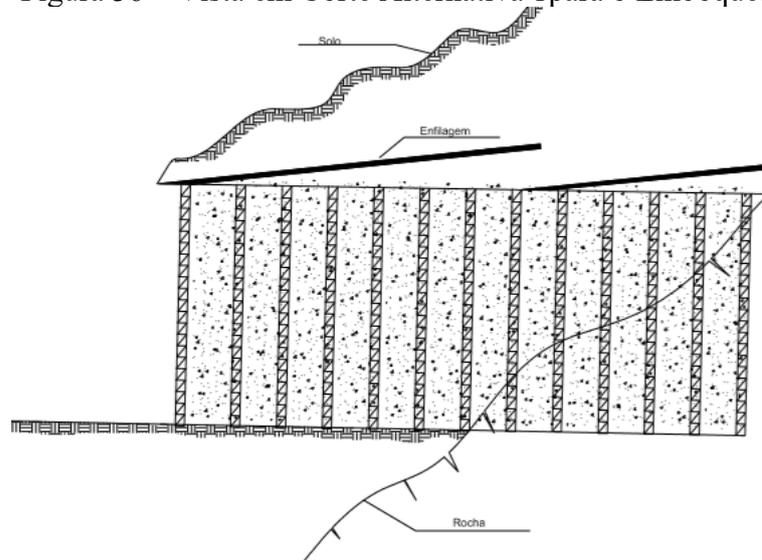
As enfilagens possuem o espaçamento de 35 cm, e as cambotas de 1,0 m. A espessura do concreto projetado foi proposta em 40 cm. A Figura 35 exhibe resultado final do projeto, e a Figura 36 demonstra a expectativa em corte.

Figura 35 – Vista Frontal Alternativa 1 para o Emboque.



Fonte: Autor

Figura 36 – Vista em Corte Alternativa 1 para o Emboque.

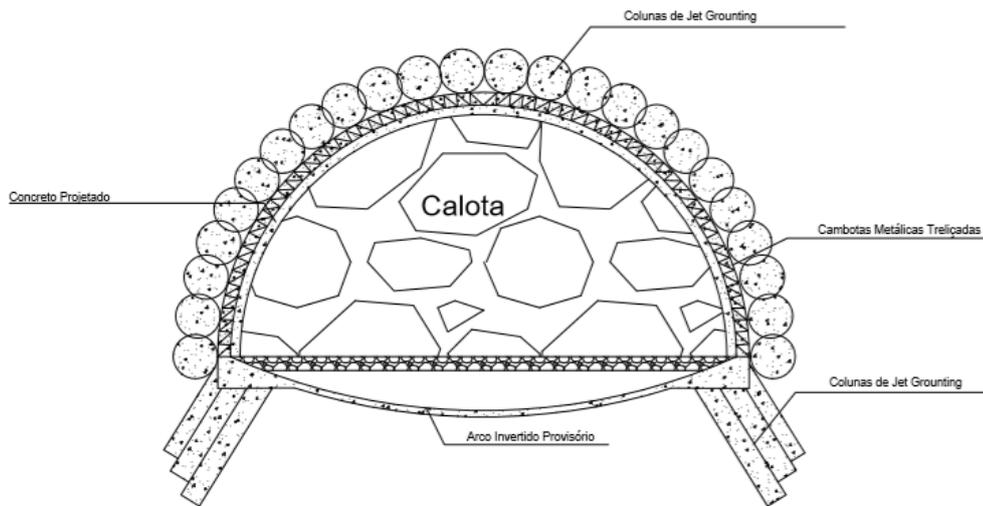


Fonte: Autor

O segundo modelo, serve de esboço e proposta caso o uso das enfilagens não seja suficiente. Foi proposto então a utilização de colunas de Jet Grouting para realizar o melhoramento das propriedades mecânicas do solo na região inicial do emboque para promover uma consolidação mais satisfatória. Esta alternativa é indicada apenas neste caso por causa do

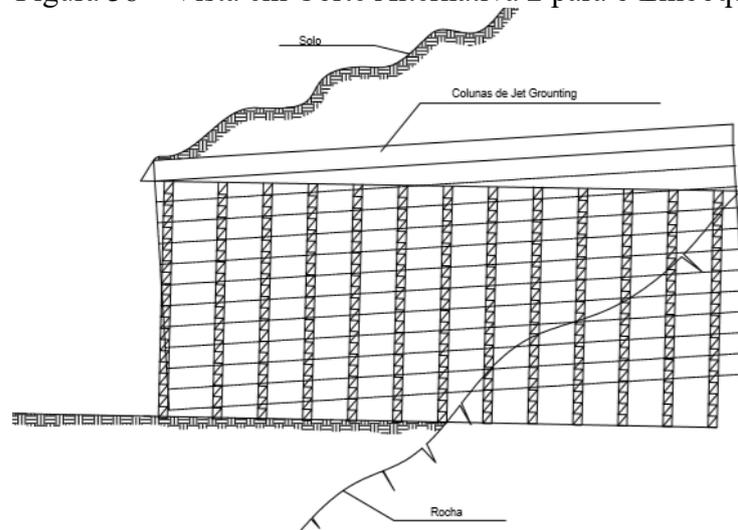
seu custo direto imediato, o qual é superior das enfilagens. Ademais, o uso de cambotas metálicas treliçadas, com espaçamento de 0,5 m e concreto projetado com espessura de 30 cm, com telas metálicas também fazem parte do projeto, afim de garantir a manutenção da escavação com o objetivo de diminuir a probabilidade de ocorrer deslizamentos naturais do solo. As Figura 37 e 33 exibem resultado final do projeto em vista frontal e lateral.

Figura 37 – Vista Frontal Alternativa 2 para o Emboque.



Fonte: Autor

Figura 38 – Vista em Corte Alternativa 2 para o Emboque.



Fonte: Autor

4.4 PROJETO DA PRAÇA DO EMBOQUE

O projeto de praça do emboque é, de forma simplificada, a realização de um projeto de canteiro de obras para a execução do emboque do túnel. Deve ser realizado com o intuito de otimizar a logística e movimentações necessárias para execução de serviços e também para o transporte de cargas como, por exemplo, entrega de insumos e descarte de resíduos sólidos. Assim como foi executado para os emboques, foi projetado uma praça para cada um dos emboques, tanto no bairro da Lagoa da Conceição (Emboque 1) como também para o bairro do Itacorubi (Emboque 2).

A localização da praça para o Emboque 1 apresenta comodidades que facilitaram a execução do seu projeto. O terreno situado dentro da sua área de projeção apresenta baixas inclinações, sendo que praticamente 70% da área se caracteriza como plana, e os outros 30% são destinados para a elaboração do emboque. Por este motivo, não foram elaborados projetos de corte e terraplenagem para esta praça. O único serviço necessário será o de limpeza do terreno para a retirada de árvores e vegetações. Outro ponto de extrema importância é a existência de uma via local que exercerá a função de acesso para a praça, como pode ser observado na Figura 39.

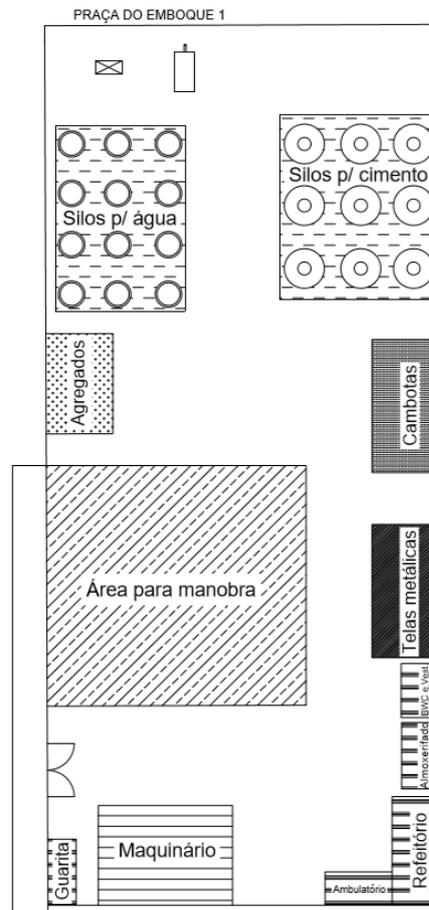
Figura 39 – Projeção da área da praça do Emboque 1.



Fonte: Autor

A área disponibilizada para a praça do Emboque 1 exibe uma área de 7.731 m² com um perímetro total de 386 m. A Figura 40 apresenta o resultado final da praça do Emboque 1.

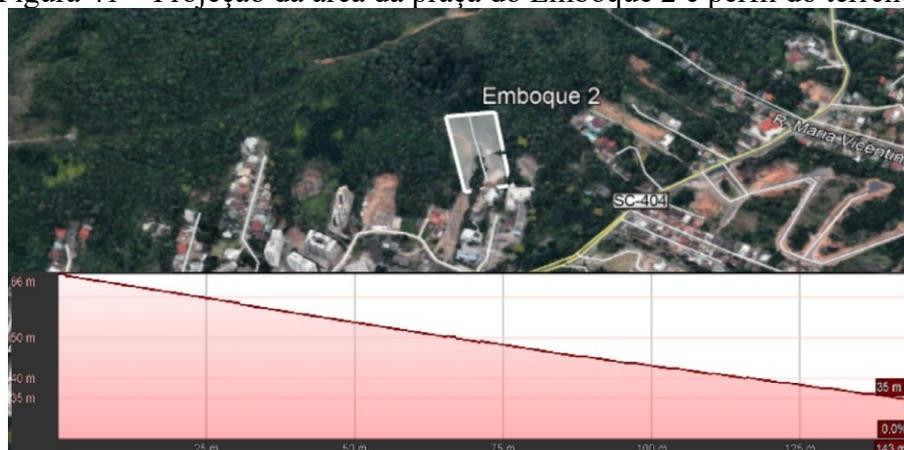
Figura 40 – Projeto final praça do Emboque 1.



Fonte: Autor

Em contrapartida, a realização do projeto da praça do Emboque 2 apresentou dificuldades. Por se localizar em uma região mais íngreme do que o Emboque 1, como apresenta a Figura 41, foi necessário a realização de cortes e aterros em bancadas.

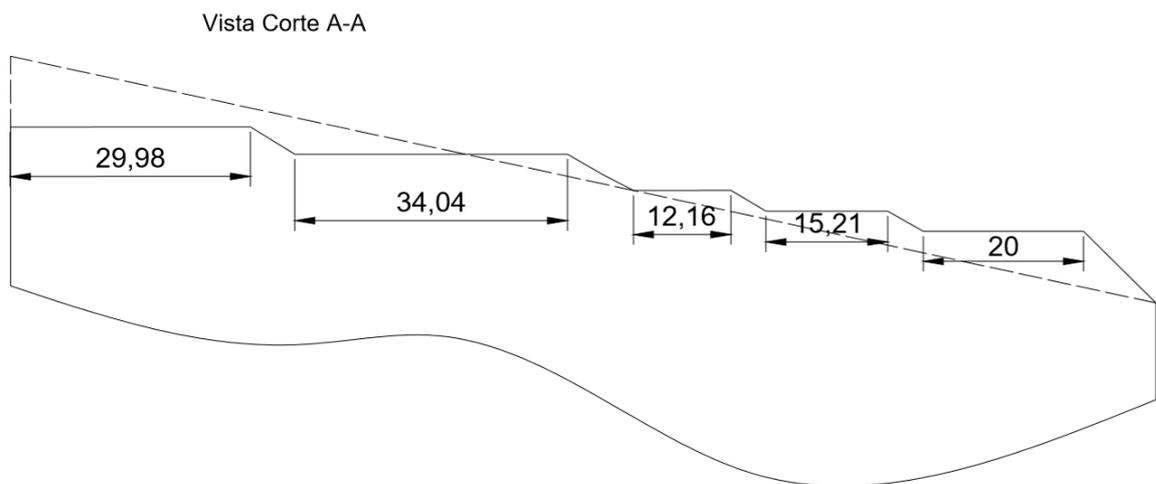
Figura 41 – Projeção da área da praça do Emboque 2 e perfil do terreno.



Fonte: Autor

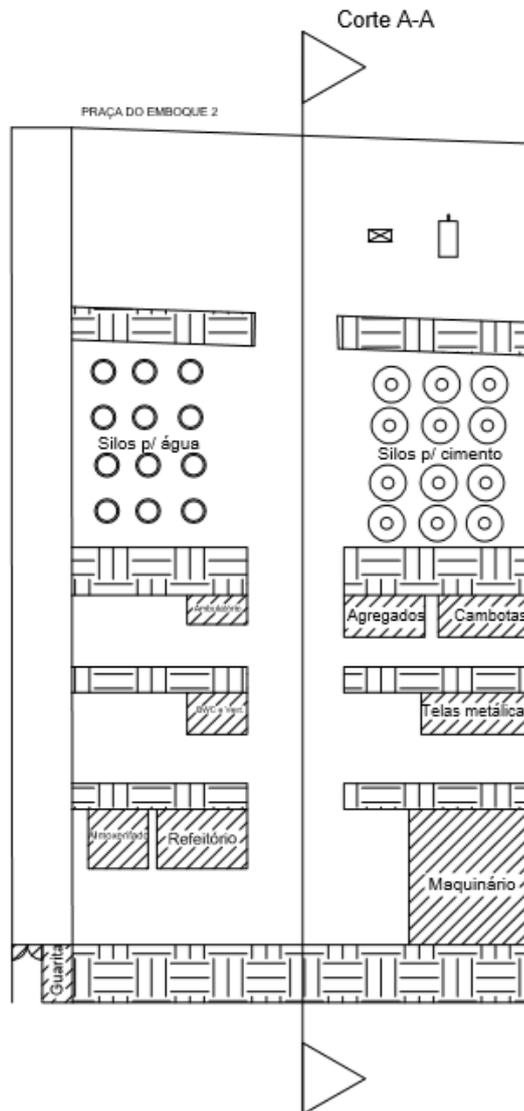
Para evitar a utilização de áreas para bota fora, afim de garantir o menor impacto ambiental possível, foi determinado o posicionamento dos cortes e aterros de maneira a tornar os seus volumes congruentes, aproximadamente 18.000 m³, para então utilizar todo o solo escavado para a realização da compactação e dos aterros. A Figura 42 demonstra o posicionamento dos cortes e aterros com relação ao terreno natural. O projeto final da praça do Emboque 2 é exibido na Figura 43.

Figura 42 – Vista em corte da praça do Emboque 2.



Fonte: Autor

Figura 43 – Projeto final praça do Emboque 2.



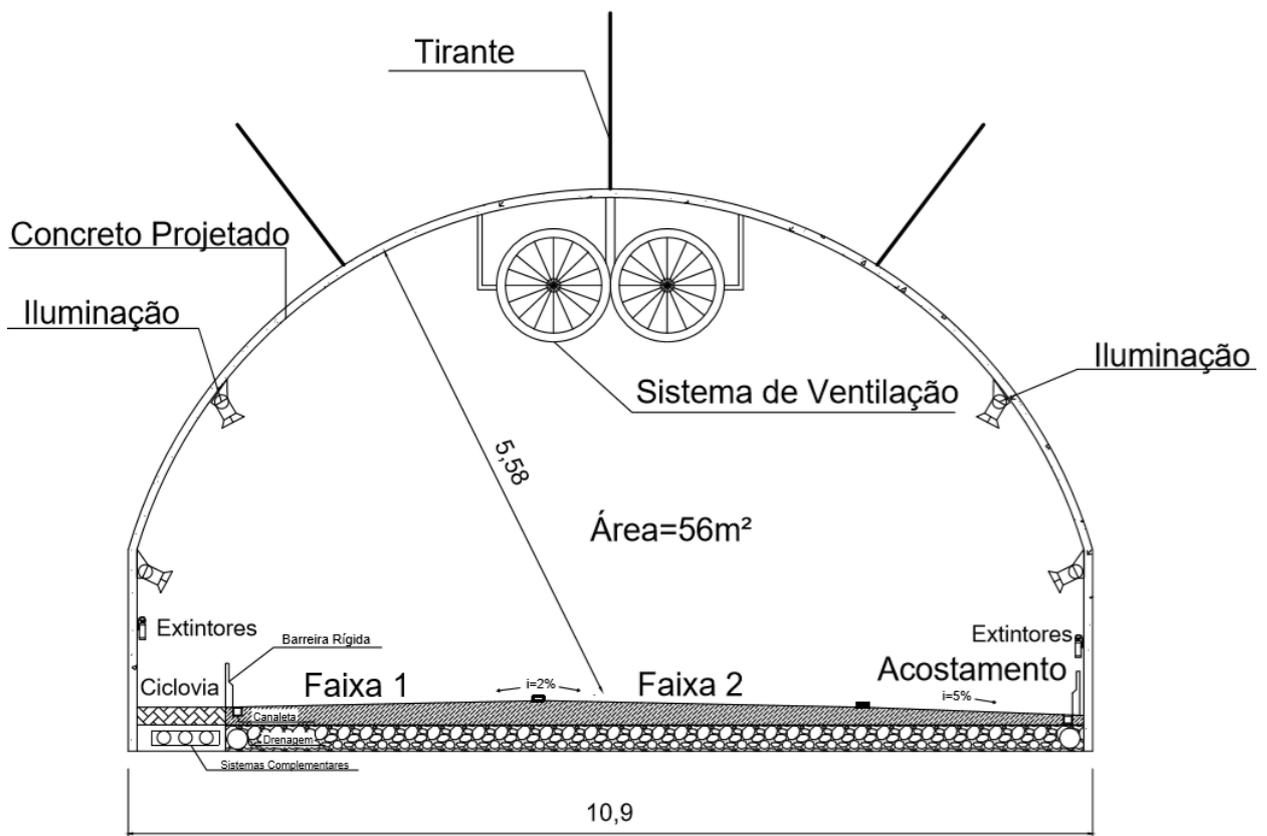
4.5 CARACTERIZAÇÃO DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS DO TÚNEL

Para definir as seções transversais do túnel, foram utilizados como base os resultados obtidos da compartimentação realizada do traçado preliminar 7, ou seja, foram usadas as classes geológicas definidas por esta compartimentação para então aplicar os tratamentos recomendados por Bieniawski. Além disto, também foi levado em conta a seção transversal do projeto geométrico definitivo, afim de complementar e tornar a seção transversal final mais precisa.

Além de utilizar as sugestões expressas por Bieniawski, foram usados como referência, projetos de túneis rodoviários já existentes como, por exemplo, o túnel de Corupá, pertencente ao um trecho da duplicação da BR-280, exemplificado em Tagliari (2018), no qual apresenta detalhadamente as atribuições das seções transversais. Ademais, foram utilizadas anotações efetuadas pelo presente autor durante uma visita técnica a obra do túnel, localizado na cidade de Jaraguá do Sul, também presente em um trecho da duplicação da BR-280. Também foi representado, em todas as seções, o posicionamento prévio para os sistemas de ventilação, drenagem e iluminação como também para extintores de incêndio.

A primeira seção transversal realizada foi para o trecho pertencente à Classe I. Nele foi proposto a utilização de 3 tirantes de 2 metros localizados na parte superior da abóboda do túnel com um espaçamento de 2,5 metros. Também ficou estabelecido a utilização de 10 centímetros de concreto projetado por toda a seção transversal, com o objetivo de proporcionar uma maior sensação de segurança para os usuários como também garantir uma menor percolação de água na pista de rolagem. A Figura 44 demonstra o resultado final da seção transversal.

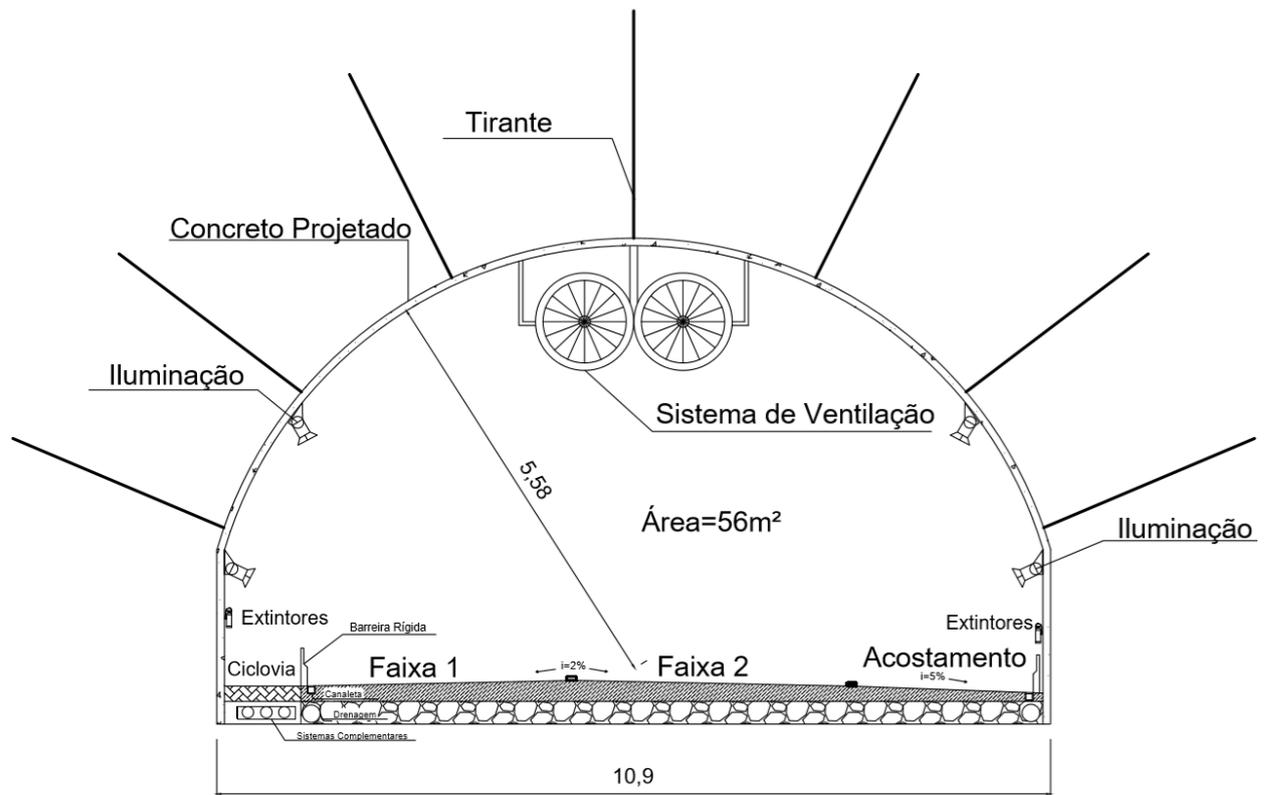
Figura 44 – Seção transversal Classe I.



Fonte: Autor

Para a Classe II do projeto, foi elaborada uma seção transversal possuindo 7 tirantes de 3 metros, espaçados por 2,5 metros, localizados por toda a abóboda. A espessura do concreto projetado foi mantida em 10 centímetros, sendo que a espessura aconselhada pelo método RMR é de 5 centímetros. Esta decisão foi tomada com o objetivo de manter a continuidade da escavação com o mesmo diâmetro, assim simplificando a continuação da execução. A Figura 45 expressa o resultado final da seção transversal.

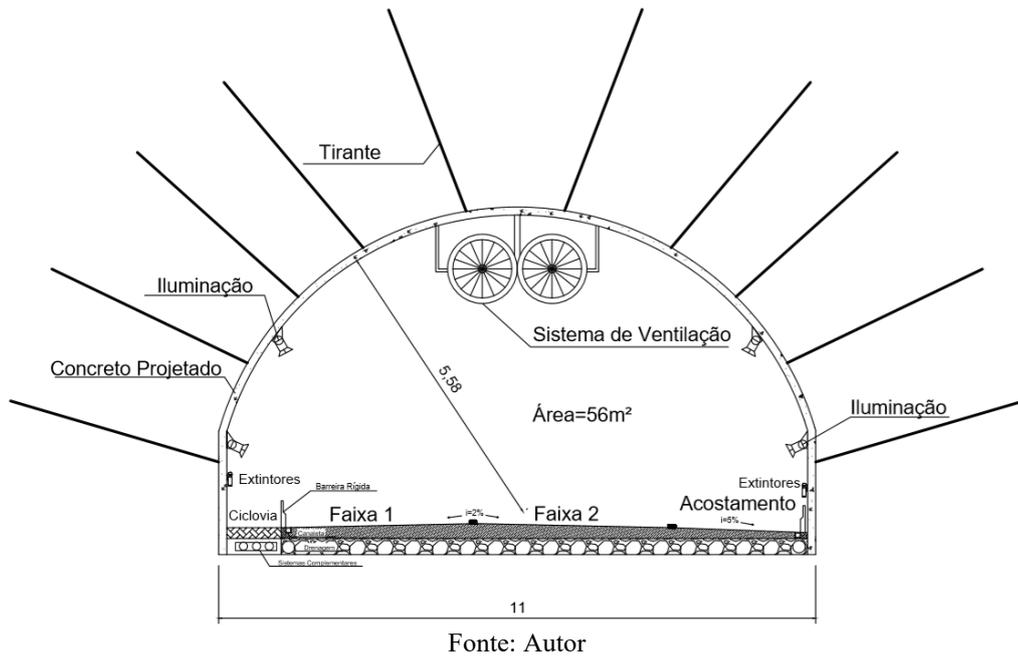
Figura 45 – Seção transversal Classe II.



Fonte: Autor

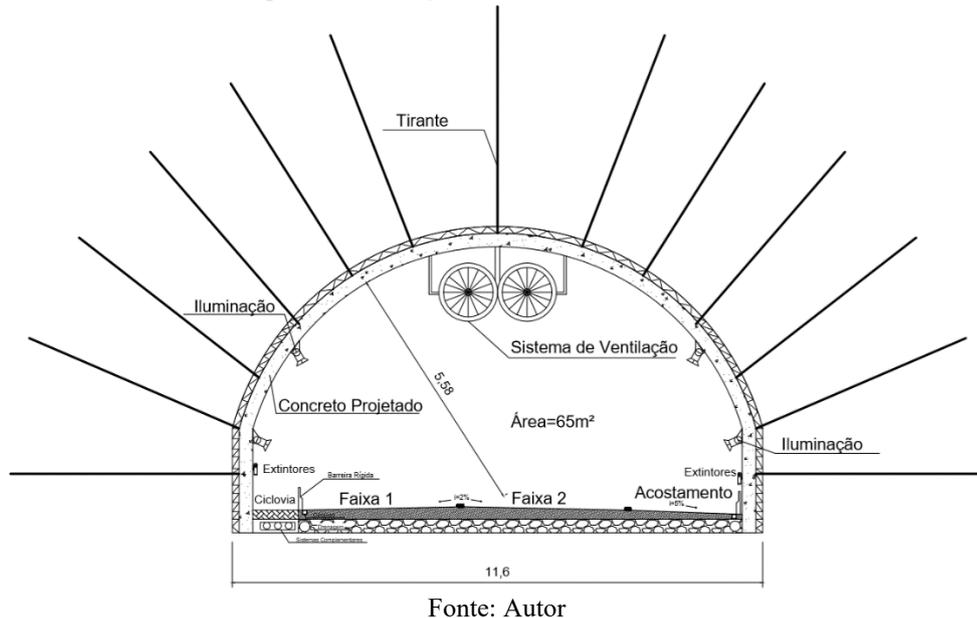
A solução proposta para os trechos presentes com a Classe III é constituída por 10 tirantes, cada um possuindo 4 metros de comprimento. O espaçamento entre os tirantes foi reduzido para 1,5 metros. A espessura do concreto projetado foi aumentada para 15 centímetros. Outra mudança também efetuada, foi o posicionamento de tirantes na parede da escavação com o objetivo de garantir o arqueamento das tensões. O uso de telas metálicas, para deixar registrado, fica a critério do profissional geólogo, que acompanhará em tese a execução do desmonte, no caso de surgimento de blocos de rocha que por ventura possam maior risco de queda. A Figura 46 expressa o resultado final da seção transversal.

Figura 46 – Seção transversal Classe III.



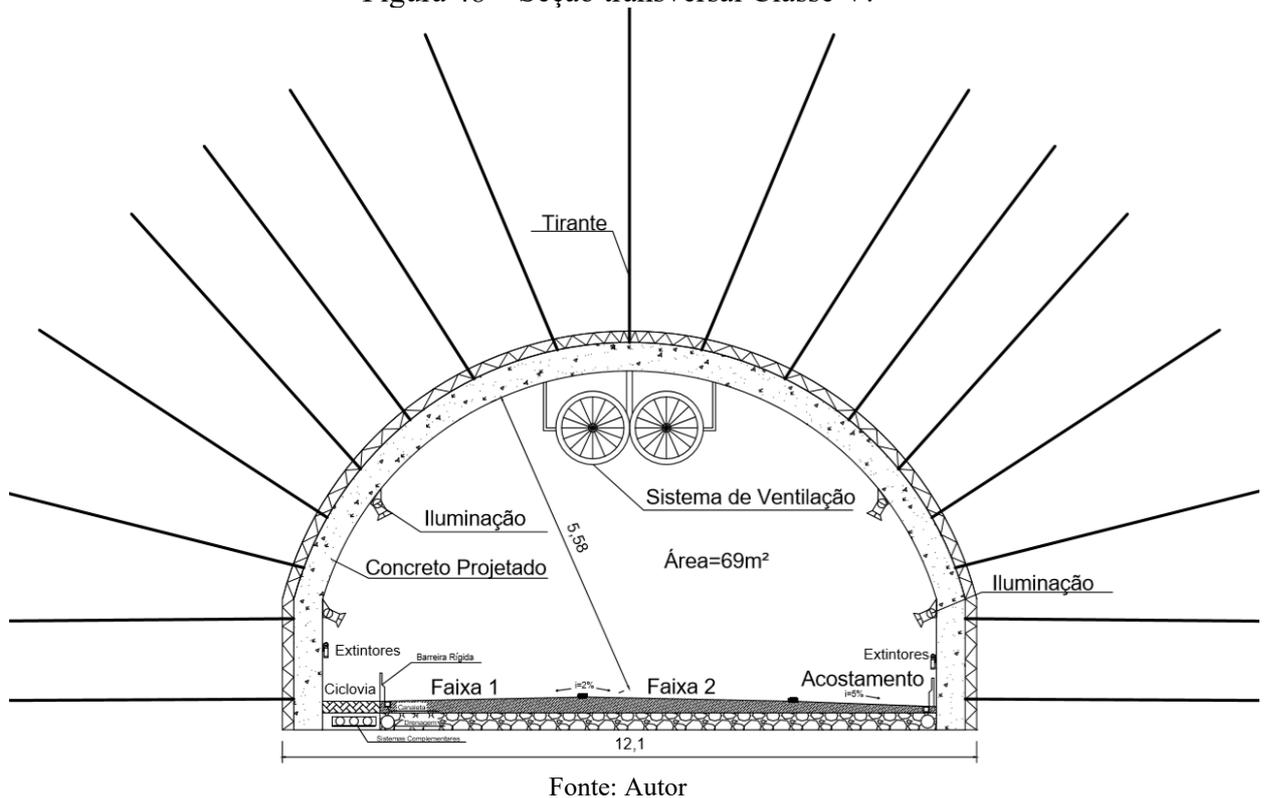
O projeto da seção transversal para os trechos com Classe IV apresentou um novo elemento de contenção. Como sugerido pelo guia básico de contenção do RMR, foi introduzido nesses trechos a instalação de cambotas metálicas por toda a abóboda. O tipo de cambota proposto foi o mesmo utilizado no projeto dos emboques, ou seja, em formato de treliça. Houve também o aumento no número de tirantes, em um total de 13 com 5 metros cada um, espaçados com 1,5 metros. A espessura do concreto projetado também foi ampliada para 30 centímetros.

Figura 47 – Seção transversal Classe IV.



A última seção transversal projetada foi para os trechos de Classe V. Foi mantido o uso das cambotas metálicas. A quantidade de tirantes foi aumentada para 17, cada um com 6 metros. O espaçamento entre eles foi reduzido para 1 metro. Foi proposto que dois tirantes sejam instalados em cada lado das paredes. O concreto projetado passou para 50 centímetros.

Figura 48 – Seção transversal Classe V.



4.6 ESTIMATIVA INICIAL DE CUSTOS

Os custos para a realização de uma obra, como a de um túnel rodoviário em questão, possuem grande variabilidade, principalmente devido à heterogeneidade das características geológicas particulares de cada maciço. Os erros percentuais nos dispêndios presentes ao final da execução da obra em um projeto preliminar e até mesmo em projetos executivos, são significativos. Entretanto, a realização de um orçamento prévio é de extrema importância para se ter uma noção da magnitude dos custos.

Segundo Margason & Pocock (1970), habitualmente a maior porcentagem dos custos está associada à parte inicial de obra como também a escavação e sistemas de suporte, como

mostra a Figura 49. Portanto, é possível ter uma percepção do custo final da obra a partir de um orçamento de escavação e revestimento.

Figura 49 – Proporção dos custos em obras de túneis.

PROJECT	CLYDE		TYNE		BLACKWALL		DARTFORD		MERSEY		GT. CHARLES STREET BIRMINGHAM		HEATHROW CARGO	
	£/m	%	£/m	%	£/m	%	£/m	%	£/m	%	£/m	%	£/m	%
EXCAVATION PRIMARY LINING	6382	78	3967	71	7694	84	5772	81	1577	61	1250	85	797	36
SECONDARY LINING ROAD, PATHS, DRAINS	843	10	1034	19	607	7	733	10	391	15	92	6	470	21
VENTILATION LIGHTING, SERVICES	987	12	561	10	840	9	628	9	630	24	134	9	935	43
TOTAL	8212		5562		9141		7133		2598		1476		2202	

Fonte: Margason & Pocock (1970)

Para realizar a estimativa de custos iniciais da obra, foi calculado o quantitativo dos materiais necessários a partir das seções transversais estipuladas, como também, o projeto da praça do emboque contabilizando os serviços de limpeza do terreno e aterros. Além disso, foram também avaliados os materiais utilizados nas soluções propostas para a execução do emboque, com ênfase para o uso das enfilagens.

O cálculo do concreto projetado foi feito em função da espessura determinada para cada classe. Assim, o volume total foi realizado em função do perímetro da seção transversal e o comprimento total para cada trecho.

Algumas adaptações e correlações foram necessárias devido à falta de informações disponibilizadas na literatura como, por exemplo, o custo unitário para os tirantes e das cambotas. Para resolver este problema foi dimensionado o custo por peso a partir do comprimento total calculado desses elementos. Assim, a partir do comprimento, foi calculado o peso das estruturas a utilizando-se o peso específico do aço.

A estimativa da quantidade de explosivos partiu de referências encontradas na literatura. Em Nascimento et al (2018), são demonstradas algumas situações de dimensionamento em planos de fogo. O valor médio utilizado como hipótese no presente trabalho foi o de 2 kg/m³ de rocha escavada. A Tabela 6 apresenta o resultado quantitativo para cada material utilizado em cada trecho do túnel. O valor total é o necessário para a construção dos dois túneis.

Tabela 6 – Quantitativo de materiais para cada Classe

Classes	Concreto Projetado [m ³]	Tirantes [m]	Cambotas [m]
Classe I	351,8	100 (2 metros)	0
Classe II	1407,4	1866 (3 metros)	0
Classe III	3313,9	4300 (4 metros)	0
Classe IV	6333,4	7150 (5 metros)	21111,5
Classe V	5277,8	3400 (6 metros)	16431,8
Total	16684,6	158280	37543,3

Fonte: Autor.

O método escolhido para a realização do desmonte de rocha foi o NATM, por possuir um menor custo direto em relação ao TBM. Foi estimado um avanço de escavação médio de 2 metros por dia de trabalho (8 horas). Para realizar a escavação dos dois túneis com apenas uma frente de trabalho, resultaria em um cronograma com 2000 dias, o que acarretaria 8 anos aproximadamente. Para acelerar o processo, foi determinado então a escavação simultânea dos dois túneis para tentar reduzir a carga horária total pela metade. A equipe de colaboradores proposta foi de 20 pessoas para cada lado da escavação.

O custo unitário de cada material catalogado foi obtido a partir da tabela SICRO II disponibilizada pelo DNIT. Nesta tabela constam as unidades específicas para cada material como também o custo da mão de obra para cada atividade. Para simplificar os cálculos, foi determinado um custo médio de R\$ 20,00 por hora para cada colaborador. A Tabela 7 apresenta o resultado final da estimativa dos custos.

Tabela 7 – Orçamento preliminar final

Descrição	Unidade	Quantidade	Custo Unitário	Custo Total
Desapropriações	Uni.	15	R\$ 500.000	R\$ 7.500.000,00
Emboque/Enfilagem	m	11200	R\$ 360,00	R\$ 4.032.000,00
Limpeza do Terreno	m ²	17000m ²	R\$ 0,40	R\$ 6.800,00
Equipamento Topog.	Uni.	4	R\$ 16.000	R\$ 64.000,00
Compactação do ater.	m ³	18000m ³	R\$ 4,20	R\$ 75.600,00
Jumbo Perfuração	Uni	2	R\$ 1.500.000	R\$ 3.000.000,00
Carregadeira de Pneus	H	48000	R\$ 66,00	R\$ 3.168.000,00
Retroescavadeira	H	32000	R\$ 147	R\$ 4.704.000,00
Caminhão Basculante	H	32000	R\$ 141	R\$ 4.512.000,00
Mão de Obra	H	320000	R\$ 20	R\$ 6.400.000,00
Explosivos	Kg	748754,6267	R\$ 10	R\$ 7.487.546,27
Concreto Projetado	m ³	16684,59646	R\$ 400,00	R\$ 6.673.838,58
Tirantes	kg	248499,6	R\$ 4,47	R\$ 1.110.793,21
Cambotas	kg	58942,96349	R\$ 8,58	R\$ 505.730,63
TOTAL				R\$ 49.240.308,69

Fonte: Autor.

Caso seja levado em conta o orçamento elaborado neste trabalho sendo 65% do total da obra, como indica Margason & Pocock (1970), o valor final do projeto seria aproximadamente 77 milhões de reais, resultando em um montante por metro no valor de R\$ 19.250,00. Entretanto, este valor está abaixo daquele praticado atualmente em obras deste porte no Brasil. Segundo o SICRO (consolidado), o valor estipulado por metro para obra de um túnel se encontra entre 80 a 100 mil reais. O orçamento elaborado tem por objetivo estipular uma prévia inicial, sem fins de declarar o valor verdadeiramente final da obra.

5 RESUMO DOS RESULTADOS

O presente capítulo tem como objetivo realçar, de forma breve, os resultados apresentados no capítulo anterior e compará-los com os objetivos específicos propostos para a elaboração do presente trabalho.

- Estimar alguns possíveis traçados de eixo e determinar o mais adequado com base no relevo, geologia do maciço e rodovias existentes: Foram ao total elaborados 7 traçados preliminares abordando características específicas de cada um. Ao final foi enaltecido o traçado preliminar 7. A partir dele foi elaborado o traçado final com base no Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais.
- Realizar a caracterização geológica do maciço com base em mapas geológicos da ilha de Santa Catarina: Foi apresentado no trabalho o mapa geológico de Florianópolis e, a partir dele, foram realizadas análises e caracterizações, abordando a presença de dique de Diabásio e linhas de fraturas.
- Caracterizar geotecnicamente o tipo de rocha com base em referências da literatura: De forma breve, foram discutidas as características do Granito Ilha e Serra do Tabuleiro.
- Determinar a qualidade do maciço rochoso a partir de compartimentações geológicas: Ao todo foram concebidas 3 compartimentações geológicas das principais alternativas de traçado. A alternativa 7 foi a que apresentou melhores resultados, o que corroborou com a escolha dela para a continuidade do trabalho.
- Determinar soluções para a realização do emboque e do avanço de escavação: Como solução para a execução do emboque, foram propostos 2 projetos. O primeiro utilizando enfilagens, modelo mais usual e menos dispendioso, e o segundo usando o Jet Grouting caso as enfilagens não sejam suficientes.
- Caracterizar seções transversais do túnel: Foram efetuadas as seções transversais típicas do túnel com base nas propostas de contenção pelo método RMR aplicado à seção transversal do projeto geométrico.

- Realizar uma estimativa de custos iniciais para as referidas partes do projeto:
Ao final do trabalho, foi elaborado um orçamento preliminar com o objetivo de estimar a grandeza dos custos envolvidos para a execução da escavação e dos revestimentos necessários para a execução da obra.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Nesse capítulo serão apresentadas as considerações acerca dos resultados, sob a forma de conclusões, bem como as necessidades de abrangência de detalhamentos para a continuidade da pesquisa, sob a forma de sugestões.

6.1 CONCLUSÕES

O constante e rápido aumento da urbanização da sociedade, fez com que os espaços disponíveis para a ampliação da infraestrutura das cidades fossem diminuídos. O aumento pela busca de soluções viárias possíveis e a da utilização de túneis rodoviários comprovam a importância da ampliação de estudos neste aspecto.

Além de se caracterizar uma solução mais limpa ecologicamente, por diminuir os impactos ambientais como, por exemplo, evitar o desmatamento de vegetações nativas por grandes áreas, trata-se também de uma técnica construtiva versátil e ágil. Além disto, a possibilidade de reutilização da rocha escavada, retirada durante o desmonte, para britagem dependendo das características encontradas. Isto promoveria a redução do uso de pedreiras, servindo também como uma possível estratégia para uma redução considerável de despesas no orçamento.

Também é importante notar que a realização de obras de túneis rodoviários geralmente apresenta a tendência de não prejudicar o fluxo de tráfego em vias existentes, como ocorrem nas obras de ampliação e manutenção de pavimentos por se localizarem habitualmente em locais afastados dos pontos críticos de mobilidade. Isto promove a continuidade do tráfego sem a necessidade de bloqueios ou desvios temporários.

A ilha de Florianópolis é composta por muitos maciços rochosos com características geomecânicas favoráveis à execução de túneis com uma boa relação benefício/custo. Por se tratar de uma cidade com muitos problemas de mobilidade urbana, a utilização de túneis rodoviários e até mesmo para outros tipos de transporte, em alguns pontos do município, seria de grande valia para a sociedade. A intenção final deste trabalho foi a de tentar ampliar e propor, de forma breve, uma solução para um destes pontos críticos.

Durante a execução deste trabalho, foram encontrados muitos percalços que dificultaram o andamento do mesmo. Infelizmente, muitos dados necessários não foram

encontrados na literatura e não puderam ser dimensionados pela falta de recursos como também por se tratar de uma área de preservação descrita no plano diretor de Florianópolis. Entretanto, isto não desqualifica as hipóteses e soluções sugeridas pelo presente autor. Além disto, fica evidente a partir das propostas, a exequibilidade túnel se comparado a obras já existentes.

Para concluir, ao longo do presente trabalho foi possível vivenciar a dificuldade de elaboração e execução de um projeto, principalmente tratando-se de um túnel, considerada uma obra de arte, na qual encontram-se diversas áreas de especialidades. Por tanto, foi necessário transcorrer a pesquisa por várias áreas temáticas da Engenharia Civil, o que conferiu, ao presente autor, satisfatório e grande aprendizado.

6.2 SUGESTÕES

Durantes a elaboração dessa pesquisa foram identificados diversos aspectos relevantes para a continuidade da mesma. Alguns desses aspectos:

- A realização de investigações de campo e laboratório com maior nível de informações.
- Realizar um estudo de tráfego a partir de simulações para verificar a efetividade da execução do túnel.
- Realizar modelagens numéricas em elementos finitos da escavação para realizar o dimensionamento dos elementos de contenção afim de verificar a necessidade de cada elemento.
- Criar um planejamento de obra detalhado com o objetivo de caracterizar um cronograma de obra utilizando ferramentas como método dos blocos e linha de balanceamento.
- Elaborar um projeto básico com o objetivo de melhor quantificar as alternativas propostas neste projeto preliminar.

REFERÊNCIAS

- Abrabamento, M., Koshima, A., & Zirlis, A. C. (1998). REFORÇO DO TERRENO. In *In: Hachich, Waldemar Falconi, Frederico F. Saes, José Luiz Frota, Régis G. Q. Carvalho, Celso S. Niyama, Sussumu. Fundações: teoria e prática* (2.ed, p. 751). São Paulo: Pini. ABMS/ABEF.
- Almeida, E. S. (2001). *UTILIZAÇÃO SUBTERRANEA DOS MACIÇOS ROCHOSOS: uma alternativa de preservação ambiental na Ilha de Santa Catarina*. 191 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Produção) - Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC.
- Ardeshana, A., Pitroda, J., & Bhavsar, J. J. (2016). *TUNNELS AND TUNNELING OPERATIONS: INTRODUCTION TO OLD AND NEW ERA*.
- Chapman, D., Metje, N., & Stark, A. (2010). *Introduction to tunnel construction* (1. ed). New York: Spon Press.
- Chiossi, N. (2013). *Geologia de engenharia* (3. ed). São Paulo: Oficina de Textos.
- Christofolletti, C. (2014). *Correlação entre as classificações geomecânicas RMR e Q e sua relevância geológica*. Universidade de São Paulo.
- Cintra, J. P., & Gonçalves, R. (2017). *TOPOGRAFIA DE TÚNEIS COM LASER SCANNER TERRESTRE: ESTUDO DE CASO*. 20.
- DER. (2006, May). CONCRETO PROJETADO. *DER ET-DE-C00/012 - SP CONCRETO PROJETADO*, 11.
- Filho, C. L. M. (2008). *Introdução à geologia de engenharia* (3.ed). Santa Maria: UFSM.
- Gonçalves, F. V. R. (2018). *COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS DE PROJETO DE TÚNEIS EM MACIÇOS FRATURADOS*. 78p. Trabalho de Conclusão de Curso (Monografia) - Universidade de Brasília - UNB.
- Gutteri, G., Martinati, R., Moreira, L. A. da S., Koshima, A., & Motidome, M. J. (2017). *CONCEPÇÃO E EXECUÇÃO DOS TRATAMENTOS DO TÚNEL 3 / 4, EMBOQUE SANTOS, DA NOVA PISTA DA RODOVIA DOS IMIGRANTES – PISTA DESCENDENTE*. 8.
- Hoek, E. (2006). *Practical Rock Engineering* (1. ed). Vancouver.
- Hudson, J. A., & Harrison, J. P. (1997). *Engineering rock mechanics an introduction to the principles* (1.ed). London: Elsevier Science Ltd.
- Lima, V. B. de O. (2016). *APLICAÇÃO DO MÉTODO NATM NA EXECUÇÃO DE TÚNEL EM ROCHA*. 65p. Trabalho de Conclusão de Curso (Monografia) - Universidade Federal do Rio de Janeiro - UFRJ.
- Margason, D. L. ., & Pocock, R. G. *A PRELIMINARY STUDY OF THE COST OF TUNNEL CONSTRUCTION*. , (1970).
- Mendonça, R. M. P. F. de. (2017). *ESTUDO DA VIABILIDADE DE TÚNEIS VIÁRIOS EM OBRAS DE INFRAESTRUTURA*. UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA.
- Moreira, C. M. da C. (2006). *Túneis, uma herança ancestral rumo ao futuro*. 115.
- Nascimento, P. H. M. do, Silva, V. P. da, & Maia, L. de L. (2018). *ESTUDO DOS CUSTOS DO DESMONTE DE ROCHA POR EXPLOSIVOS PARA FINS DE UMA LAVRA MINERAL SUSTENTÁVEL*. 5.
- Oliveira, H. T., & Arns, P. (2015). *CARACTERIZAÇÃO MINERALÓGICA E MECÂNICA DO MACIÇO ROCHOSO GRANITO IMARUÍ-CAPIVARÍ – ESTUDO DE CASO*. 21.
- Oliveira, L. F. da S., & Leite, I. C. S. (2016). *EXECUÇÃO DO TÚNEL DA TRANSOCEÂNICA - EMBOQUES CAFUBÁ E CHARITAS: ESTUDO DE CASO*. 14.
- Ricardo, H. de S., & Catalani, G. (2007). *Manual prático de escavação: terraplenagem e*

escavação em rocha (3°). São Paulo: Pini Ltda.

Tagliari, P. (2018). *ANÁLISE PRELIMINAR DE TRAÇADO DE TÚNEIS UTILIZANDO TECNOLOGIA BIM*. UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA.

Tomazzoli, E. R. (2014). *ASPECTOS GEOLÓGICO-GEOMORFOLÓGICOS DO SUL DA ILHA DE SANTA CATARINA*. 7.