

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL

ANÁLISE DOS EFEITOS DO MELHORAMENTO DAS
CONDIÇÕES DE MACIÇOS DE TÚNEIS EM SEU
COMPORTAMENTO

MAX GABRIEL TIMO BARBOSA

ORIENTADOR: ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, PhD

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM GEOTECNIA

BRASÍLIA / DF: DEZEMBRO/2015

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL**

**ANÁLISE DOS EFEITOS DO MELHORAMENTO DAS
CONDIÇÕES DE MACIÇOS DE TÚNEIS EM SEU
COMPORTAMENTO**

MAX GABRIEL TIMO BARBOSA

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.

APROVADA POR:

**ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, PhD (Universidade de Brasília)
(ORIENTADOR)**

**ANDRÉ LUÍS BRASIL CAVALCANTE, PhD (Universidade de Brasília)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**ELOI ANGELO PALMA FILHO, M. Eng. (EPL SA)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

DATA: BRASÍLIA/DF, 14 DE DEZEMBRO DE 2015.

FICHA CATALOGRÁFICA

BARBOSA, MAX GABRIEL TIMO

Análise dos efeitos do melhoramento das condições de maciços de túneis em seu comportamento [Distrito Federal] 2015.

xi, 102 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Civil, 2015)

Monografia de Projeto Final - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Melhoramento das condições do maciço 2. Túneis

3. Comportamento geomecânico 4. Modelagem computacional

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

BARBOSA, M.G.T. (2015). Análise dos efeitos do melhoramento das condições de maciços de túneis em seu comportamento. Monografia de Projeto Final, Publicação G.PF-002AA/15, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 104 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Max Gabriel Timo Barbosa

TÍTULO DA MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL: Análise dos efeitos do melhoramento das condições de maciços de túneis em seu comportamento

GRAU / ANO: Bacharel em Engenharia Civil / 2015

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta monografia de Projeto Final e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta monografia de Projeto Final pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Max Gabriel Timo Barbosa

Área Octogonal Sul

Brasília, Distrito Federal, Brasil

e-mail: maxtimo@gmail.com

AGRADECIMENTOS

A Deus, pelas condições sempre favoráveis e acima dos meus merecimentos que me propiciou.

Aos meus pais, Max e Conceição, pela fortuna de tê-los sempre ao meu lado e pelos sacrifícios que sempre fizeram pela minha formação.

A meu irmão Matheus, pela sabedoria que inspira a todos.

Aos meus familiares e amigos, que compreendem minha busca e valorização do conhecimento.

Ao povo brasileiro, que arcou com minha formação, e a quem espero retribuir.

Aos professores da Universidade de Brasília que me forneceram sólida base para realizar este trabalho.

Aos Professores Juan Félix e Eloi Palma, por terem aceito fazer parte da minha banca e por terem me auxiliado com suas ponderações e sugestões.

Ao Professor André Brasil, por ter despertado em mim o interesse pela pesquisa e por ter concordado fazer parte da minha banca de avaliação.

Ao Professor André Assis, por ser inspiração pessoal, um dos meus ídolos da Geotecnia e por ter me orientado ao longo deste trabalho. Foi uma honra.

E, por fim, agradecer a meu pai, Max, mais uma vez, por ser o melhor modelo que eu poderia ter para emular.

ANÁLISE DOS EFEITOS DO MELHORAMENTO DAS CONDIÇÕES DE CONTORNO DE MACIÇOS DE TÚNEIS EM SEU COMPORTAMENTO

RESUMO

A construção de túneis, especialmente quando técnicas construtivas menos automatizadas são utilizadas, como o NATM, necessita de alto grau de acurácia na previsão de deformações. Tal precisão, especialmente em obras geotécnicas, leva à correta tomada de decisões frente a comportamentos não considerados em projeto, com a escolha de melhorias das condições de contorno de maciços apropriadas; apesar disso, tais decisões por vezes são mais frequentes que o desejado. Para que tal recorrência de soluções adicionais de projeto seja evitada em obras de túneis e para que em momentos que essas decisões sejam necessárias estas sejam mais expeditas, o estudo prévio aprofundado das características geomecânicas do maciço e das condições de contorno dos túneis se faz necessário. A partir dele pode-se ter modelagens em softwares de simulação computacional com acurácia suficiente e com resultados mais realistas das condições de campo.

Neste trabalho a análise do comportamento de um túnel já executado será realizada por meio de simulações computacionais, com a prévia revisão bibliográfica de soluções comumente aplicadas e o estudo de casos de obra. Nestas simulações, além de se comparar as deformações de campo com as obtidas pelo software, idealizou-se soluções hipotéticas de forma a entender como cada uma agiria no confinamento e nas deformações do túnel analisado. Com isso, tentou-se demonstrar como estas modelagens podem auxiliar no projeto e execução de uma obra de túneis.

ANALYSIS OF THE EFFECTS OF THE IMPROVEMENT OF MASSIF BOUNDARY CONDITIONS IN THE BEHAVIOUR OF TUNNELS

ABSTRACT

The construction of tunnels, especially when less automated construction techniques are used, such as the NATM, requires a high degree of accuracy when predicting deformations. Such precision, especially in geotechnical works, enable correct decision-making when behaviors not considered in the design are faced, with the choice of the appropriate improvements of massif boundary conditions; nevertheless, such decisions are sometimes more frequent than desired. In order that these recurrent additional solutions are avoided in tunnels and to at times that these decisions are needed they are quicker, in-depth preliminary study of the geomechanical features of the massif and the boundary conditions of tunnels is required. From it, the modeling of tunnels by computer simulations software is performed with higher accuracy and more realistic results of field conditions.

In this work the analysis of the behavior of a tunnel already executed will be performed by means of computer simulations, with the prior literature review of commonly applied solutions and case studies of work. In these simulations, in addition to comparing the field deformations obtained by the software, hypothetical solutions are idealized in order to understand how each would impact the confinement and deformations of the reporting tunnel. Thus, it was attempted to demonstrate how modeling can assist in the design and execution of a tunnels works.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	1
INTRODUÇÃO	1
1.1 OBJETIVOS	2
1.2 DESENVOLVIMENTO DESTA MONOGRAFIA	2
1.3 ESTRUTURA DA MONOGRAFIA	3
CAPÍTULO 2	5
TÉCNICAS PARA O MELHORAMENTO DAS CONDIÇÕES DE CONTORNO DE MACIÇOS	5
2.1 – <i>JET-GROUTING</i>	5
2.2 – REBAIXAMENTO DE LENÇOL FREÁTICO E ALÍVIO DAS PRESSÕES NEUTRAS ...	12
2.2.1 – PONTEIRAS FILTRANTES	16
2.2.2 – POÇOS DE SUÇÃO.....	19
2.2.3 – POÇOS PROFUNDOS COM BOMBA VERTICAL	19
2.2.4 – POÇOS INJETORES	23
2.2.5 – DRENOS HORIZONTAIS PROFUNDOS (DHP)	27
2.3 – ENFILAGENS.....	30
2.4 – INJEÇÕES DE CONSOLIDAÇÃO.....	35
2.5 – CONCRETO PROJETADO	39
CAPÍTULO 3	42
ESTUDO DE CASOS	42
3.1 – COMPLEMENTAÇÃO DE TÚNEL PARA O RAMAL DE ACESSO AO PORTO SECO DE ANÁPOLIS	42
3.1.1 – INTRODUÇÃO	42
3.1.2 – CARACTERIZAÇÃO DO MACIÇO	43
3.1.3 - TIPOS DE MELHORIAS DAS CONDIÇÕES DE MACIÇO ADOTADAS	45
3.1.4 – EXECUÇÃO DAS MELHORIAS	46
3.1.5 – CONCLUSÕES.....	48
3.2 – TÚNEL PARA NOVA BRITAGEM DA FÁBRICA DE CIMENTOS CIPLAN - SOBRADINHO	49
3.2.1 – INTRODUÇÃO	49
3.2.2 - CARACTERIZAÇÃO DO MACIÇO	50
3.2.3 - TIPOS DE MELHORIAS DAS CONDIÇÕES DE MACIÇO ADOTADAS	53
3.2.4 – EXECUÇÃO DAS MELHORIAS	53
3.2.5 – CONCLUSÕES.....	55
CAPÍTULO 4	57
SIMULAÇÕES NUMÉRICO-COMPUTACIONAIS	57
4.1 – INTRODUÇÃO	57
4.2 – HISTÓRICO	58
4.3 – MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS APLICADO À PROBLEMÁTICA DO TÚNEL.....	60
4.4 – SOFTWARES PARA ANÁLISE DE ESFORÇOS EM TÚNEIS	62
4.5 – VALIDAÇÃO E VERIFICAÇÃO	64
4.6 – DIMENSÕES DA SIMULAÇÃO	66
4.7 – ETAPAS DA SIMULAÇÃO NUMÉRICA	67
CAPÍTULO 5	68
SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO CASO EM ESTUDO – 2D	68
5.1 – PARÂMETROS GEOLÓGICOS/GEOTÉCNICOS CONSIDERADOS EM CADA SEÇÃO	69
5.2 – SEÇÃO GEOMÉTRICA CONSIDERADA	71

5.3 – TÚNEL ESCAVADO SEM PROTEÇÃO	72
5.3.1 – RESULTADOS SEÇÃO A-A.....	72
5.3.2 – RESULTADOS SEÇÃO B-B.....	73
5.4 – TÚNEL COM CONCRETO PROJETADO	76
5.4.1 – CARACTERÍSTICAS DO REVESTIMENTO	76
5.4.2 – RESULTADOS SEÇÃO A-A.....	77
5.4.3 – RESULTADOS SEÇÃO B-B.....	80
5.5 – TÚNEL COM TIRANTES PASSIVOS/INJEÇÕES DE CONSOLIDAÇÃO	84
5.5.1 – RESULTADOS SEÇÃO A-A.....	84
5.5.2 – RESULTADOS SEÇÃO B-B.....	86
5.6 – COMPARAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS	89
CAPÍTULO 6.....	90
SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO CASO EM ESTUDO – 3D	90
6.1 – EMBOQUES DO TÚNEL	90
6.1.1 – RESULTADOS EMBOQUE A-A.....	91
6.1.2 – RESULTADOS EMBOQUE B-B.....	95
6.2 – CONSIDERAÇÕES ACERCA DA SIMULAÇÃO DOS EMBOQUES	99
CAPÍTULO 7.....	100
CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	100
7.1 – SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS.....	101
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	102

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 - PREVISÃO DO DIÂMETRO DAS COLUNAS NO JET-GROUTING CONVENCIONAL DE ACORDO COM O SPT	8
TABELA 2- PROPRIEDADES TÍPICAS DAS COLUNAS EM JET-GROUTING CONVENCIONAL DE ACORDO COM O TIPO DE SOLO	9
TABELA 3 – CHECKLIST PARA A SELEÇÃO DOS MÉTODOS DE REBAIXAMENTO	13
TABELA 4 – ESPECIFICAÇÕES DE ENFILAGEM TUBULAR.....	31
TABELA 5 – PARÂMETROS DOS HORIZONTES DO MACIÇO	69
TABELA 6 – PARÂMETROS DO CONCRETO PROJETADO COM FIBRAS.....	76
TABELA 7 – PARÂMETROS DO AÇO DAS BARRAS DO TIRANTE	87
TABELA 8 – DESLOCAMENTOS EM CADA SIMULAÇÃO	89
TABELA 9 – PARÂMETROS DE CÁLCULO PARA A ANÁLISE DO EMBOQUE A-A.....	92
TABELA 10 – PARÂMETROS DE CÁLCULO PARA A ANÁLISE DO EMBOQUE B-B	96

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1– SISTEMAS DE JET-GROUTING. A) MONOFLUIDO, B) BIFLUIDO E C) TRIFLUIDO (MODIFICADO - CROCE <i>ET AL</i> , 2014).....	6
FIGURA 2 - SEQUÊNCIA EXECUTIVA DE UMA COLUNA (ZAKLADANI, 2015)	7
FIGURA 3– CURVA DE REAÇÃO DO MACIÇO – CRM (MODIFICADO – VERGARA, 2013)	9
FIGURA 4 – EXEMPLOS COMUNS DE APLICAÇÃO DE <i>JET-GROUTING</i> . A) FUNDAÇÃO DE ATERROS, B) LAJE DE SUBPRESSÃO E SUPORTE DE ESCAVAÇÃO, C) SUPORTE HORIZONTAL E SUBHORIZONTAL DE TÚNEIS E D) <i>CUTOFF</i> (CROCE <i>ET AL</i> , 2014).....	10
FIGURA 5 - EXEMPLO DE CONSOLIDAÇÃO VERTICAL DE ABÓBADA DE TÚNEL - JG (MODIFICADO – TUNNEL BUSINESS MAGAZINE, 2013)	11
FIGURA 6 – MÉTODOS DE REBAIXAMENTO DE ACORDO COM A GRANULOMETRIA DO SOLO (GRANDIS, 1998)	15
FIGURA 7 – EXEMPLO DE REBAIXAMENTO WELLPOINT POR ETAPAS (MODIFICADO – POWERS, 2007).....	17
FIGURA 8 – ESQUEMA DE TIPOS DE PONTEIRAS (SOLOTRAT, 2015)	18
FIGURA 9 – INSTALAÇÃO EM PLANTA DO SISTEMA DE REBAIXAMENTO WELLPOINT (POWERS, 2007)	19
FIGURA 10 – ESQUEMA DE UM POÇO PROFUNDO COM BOMBA VERTICAL SUBMERSA (MODIFICADO – POWERS, 2007).....	22
FIGURA 11 – ESQUEMATIZAÇÃO DO SISTEMA DE POÇOS INJETORES (MODIFICADO – POWERS, 2007).....	24
FIGURA 12 –DETALHAMENTO DO CORPO DE INJETOR DE TUBO DUPLO (MODIFICADO - GRANDIS, 1998).....	26
FIGURA 13 –DETALHAMENTO DO CORPO DE INJETOR DE TUBO INDIVIDUAL (MODIFICADO - POWERS, 2007).....	27
FIGURA 14 – EXEMPLO DE DRENO HORIZONTAL PROFUNDO (SOLOTRAT, 2015)	28
FIGURA 15 – EXEMPLO DE APLICAÇÃO DE ENFILAGENS TUBULARES (MODIFICADO – MAIDL, 2013).....	31
FIGURA 16 – PROCEDIMENTO DE INSTALAÇÃO DE UMA ENFILAGEM AUTOPERFORANTE (MODIFICADO – DSI, 2015).....	32
FIGURA 17 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS NA FACE, 3 M ATRÁS DA FACE E 3 M DIANTE DA FACE DO TÚNEL PARA UMA COBERTURA DE 1,0D, ANÁLISE SEM ENFILAGENS E COM 30 ENFILAGENS (VERGARA, 2013).	34
FIGURA 18 – DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS NA FACE, 3 M ATRÁS DA FACE E 3 M DIANTE DA FACE DO TÚNEL PARA UMA COBERTURA DE 1,0D, ANÁLISE SEM ENFILAGENS E COM 30 ENFILAGENS (VERGARA, 2013)....	34
FIGURA 19 – PREVENÇÃO DE RECALQUE EM OBRAS SUBTERRÂNEAS E PREVENÇÃO DE INFILTRAÇÃO EM TÚNEIS (CGC, 2015).....	35
FIGURA 20 – CORREÇÃO DE TRATAMENTOS EM <i>JET-GROUTING</i> , IMPERMEABILIZANDO E CORRIGINDO OS ESPAÇOS NÃO ATINGIDOS PELO TRATAMENTO ANTERIOR (CGC, 2015)	35
FIGURA 21 – INJEÇÃO DE CONSOLIDAÇÃO PARA PREVENÇÃO DE RECALQUES POSSIVELMENTE GERADOS PELA ESCAVAÇÃO E PARA PREENCHIMENTO DE POSSÍVEIS VAZIOS NA EXECUÇÃO DE PAREDES-DIAFRAGMA (CGC, 2015).....	36
FIGURA 22 – COMPORTAMENTO TÍPICO DAS PRESSÕES DURANTE A INJEÇÃO DO MACIÇO (SOLOTRAT, 2015)	37
FIGURA 23 – MELHORA NAS PROPRIEDADES COESIVAS E NO COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE DE MACIÇOS POUCO COESIVOS POR MEIO DE INJEÇÕES DE CONSOLIDAÇÃO (CGC, 2015)	38
FIGURA 24 – PROJEÇÃO DE CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS (SOLOTRAT, 2015)	39
FIGURA 25 – CONCRETO PROJETADO PARA ESTABILIZAÇÃO DE TALUDE DE FERROVIA (SOLOTRAT, 2015).....	40
FIGURA 26 – CONCRETO PROJETADO PARA ESTABILIZAÇÃO DE TALUDE DO EMBOQUE E PARA REVESTIMENTO DE PAREDES DE TÚNEL DE PASSAGEM DO SHOPPING IGUATEMI, EM BRASÍLIA (SOLOTRAT, 2015)	41
FIGURA 27 – FOTO AÉREA DA LOCAÇÃO DA OBRA (VALEC, 2010)	42
FIGURA 28– SEÇÃO TRANSVERSAL EXEMPLO DO TÚNEL 2 (VALEC, 2010).....	44
FIGURA 29– PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DO TÚNEL (VALEC, 2010).....	45
FIGURA 30 – DETALHE DAS PONTEIRAS À VÁCUO DENTRO DO TÚNEL (VALEC, 2010)	47
FIGURA 31 – DETALHE DO SISTEMA DE POÇOS INJETORES PROVISÓRIOS (BARBOSA, 2012)	47
FIGURA 32 – AUTOR DESTA MONOGRAFIA, À ESQUERDA, JUNTO AO MESTRE-DE-OBRAS DA SOLOTRAT, MARCELO SILVA, A RESPONSÁVEL PELO REBAIXAMENTO POR POÇOS INJETORES DA OBRA. VÊ-SE O DETALHE DO EMBOQUE SUL DO TÚNEL. (BARBOSA, 2012).....	48
FIGURA 33 – FOTO AÉREA DA LOCAÇÃO DA OBRA (MODIFICADO - GOOGLE EARTH, 2015)	49
FIGURA 34 – SEÇÃO A-A DO TÚNEL (TEIXEIRA, 2012).....	50
FIGURA 35 – SEÇÃO B-B DO TÚNEL (TEIXEIRA, 2012).....	52
FIGURA 36 – DETALHE DO EMBOQUE A-A, COM ENFILAGENS NA ABÓBADA E DHP’S NA PARTE LATERAL INFERIOR DO TÚNEL (BARBOSA, 2012)	54
FIGURA 37 – EXECUÇÃO DE ENFILAGENS DE BARRA INJETADAS COM RESINA NO EMBOQUE B-B (BARBOSA, 2012)	54
FIGURA 38 – DETALHE DO DESPLACAMENTO ENCONTRADO (BARBOSA, 2012)	55

FIGURA 39 – INTERIOR DO TÚNEL PRONTO EM PROCESSO DE ACABAMENTO PARA A COLOCAÇÃO DA TRANSPORTADORA. DETALHE DOS AGULHAMENTOS COM TIRANTES NAS LATERAIS. (BARBOSA, 2012)	56
FIGURA 40 – DETALHE DA TRANSPORTADORA INSTALADA E DA JUNÇÃO ENTRE O TÚNEL, EM FORMATO OVAL E A GALERIA, EM FORMATO RETANGULAR (BARBOSA, 2012)	56
FIGURA 41 – SEÇÃO A-A DO TÚNEL (TEIXEIRA, 2012).....	70
FIGURA 42 – SEÇÃO B-B DO TÚNEL (TEIXEIRA, 2012).....	70
FIGURA 43 – SEÇÃO GEOMÉTRICA ESTUDADA NO TRABALHO (TEIXEIRA, 2012).....	71
FIGURA 44 – SEÇÃO A-A, SEM PROTEÇÃO. REPRESENTAÇÃO DA DEFORMAÇÃO AUMENTADA EM 20 VEZES.....	72
FIGURA 45 – SEÇÃO A-A, SEM PROTEÇÃO. DESLOCAMENTO TOTAL MÁXIMO DE 3.42 CM.....	73
FIGURA 46 – SEÇÃO B-B, SEM PROTEÇÃO. REPRESENTAÇÃO DA DEFORMAÇÃO AUMENTADA EM 100 VEZES.....	74
FIGURA 47 – SEÇÃO B-B, SEM PROTEÇÃO.....	74
FIGURA 48 – SEÇÃO A-A, COM REVESTIMENTO EM CONCRETO PROJETADO. REPRESENTAÇÃO DA DEFORMAÇÃO AUMENTADA EM 200 VEZES.....	77
FIGURA 49 – SEÇÃO A-A, COM CONCRETO PROJETADO.	78
FIGURA 50 – MOMENTOS ATUANTES NA SEÇÃO A-A. MOMENTO FLETOR MÁXIMO DE 13,62 kNm/m.....	78
FIGURA 51 – ESFORÇOS AXIAIS ATUANTES NA SEÇÃO A-A. ESFORÇO AXIAL MÁXIMO DE 305,83 kN/m.....	79
FIGURA 52 – ESFORÇOS CISALHANTES ATUANTES NA SEÇÃO A-A. ESFORÇO CISALHANTE MÁXIMO DE 31,47 kNm/m.....	79
FIGURA 53 – SEÇÃO B-B, COM REVESTIMENTO EM CONCRETO PROJETADO. REPRESENTAÇÃO DA DEFORMAÇÃO AUMENTADA EM 200 VEZES.....	80
FIGURA 54 – SEÇÃO B-B, COM CONCRETO PROJETADO.....	81
FIGURA 55 – MOMENTOS ATUANTES NA SEÇÃO B-B. MOMENTO FLETOR MÁXIMO DE 99,4 kNm/m.....	81
FIGURA 56 – ESFORÇOS AXIAIS ATUANTES NA SEÇÃO B-B. ESFORÇO AXIAL MÁXIMO DE 752,98 kN/m.....	82
FIGURA 57 – ESFORÇOS CISALHANTES ATUANTES NA SEÇÃO B-B. ESFORÇO CISALHANTE MÁXIMO DE 197,7 kN/m.....	82
FIGURA 58 – SEÇÃO A-A, COM INJEÇÕES DE CONSOLIDAÇÃO DE CALDA DE CIMENTO. REPRESENTAÇÃO DA DEFORMAÇÃO AUMENTADA EM 20 VEZES.....	85
FIGURA 59 – SEÇÃO A-A, COM INJEÇÕES DE CONSOLIDAÇÃO DE CALDA DE CIMENTO.....	86
FIGURA 60 – SEÇÃO B-B, COM TIRANTES PASSIVOS. REPRESENTAÇÃO DA DEFORMAÇÃO AUMENTADA EM 100 VEZES.	87
FIGURA 61 – SEÇÃO B-B, COM TIRANTES PASSIVOS.....	88
FIGURA 62 – EMBOQUE A-A, EM 3D, COM ENFILAGENS TUBULARES INJETADAS. REPRESENTAÇÃO DA DEFORMAÇÃO AUMENTADA EM 100 VEZES.	93
FIGURA 63 – EMBOQUE A-A, EM 3D, COM 6 M DE ESCAVAÇÃO, COM ENFILAGENS TUBULARES INJETADAS.	93
FIGURA 64 – EMBOQUE A-A, EM 3D, COM 12 M DE ESCAVAÇÃO, COM ENFILAGENS TUBULARES INJETADAS.	94
FIGURA 65 – EMBOQUE A-A, EM 3D, SIMULADO SOMENTE COM CONCRETO PROJETADO. REPRESENTAÇÃO DA DEFORMAÇÃO AUMENTADA EM 100 VEZES	94
FIGURA 66 – SEÇÃO B-B, COM ENFILAGENS DE BARRA. REPRESENTAÇÃO DA DEFORMAÇÃO AUMENTADA EM 200 VEZES.	96
FIGURA 67 – SEÇÃO B-B, COM ENFILAGENS DE BARRA.	97
FIGURA 68 – EMBOQUE B-B, EM 3D, SIMULADO SOMENTE COM CONCRETO PROJETADO. REPRESENTAÇÃO DA DEFORMAÇÃO AUMENTADA EM 100 VEZES	98

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

Numa obra de túneis por vezes a modificação em campo de características de projeto é comum. Tal prática, muitas vezes baseada majoritariamente no empirismo, é necessária pelas inerentes surpresas detectadas em meios em que há muitas variáveis estimadas, caso de obras subterrâneas. Apesar disso, é possível que essas soluções não previstas em projeto fossem menos frequentes e, quando utilizadas, tivessem uma mescla mais balanceada entre conhecimento técnico e empírico. As soluções eficazes, empírica e tecnicamente, destacam-se como aquelas que possuem um estudo suficientemente profundo das características geomecânicas do maciço e das condições de contorno dos túneis por parte dos projetistas e executores, propiciando a idealização eficiente das devidas melhorias de maciço, técnicas de suporte e pré-suporte.

Sabe-se que as técnicas de melhoria das condições de contorno de maciços estão atualmente em processo de aperfeiçoamento acadêmico. A revisão bibliográfica dos processos de *jet-grouting*, rebaixamento de lençol freático, enfilagens, injeções de consolidação e concreto projetado se faz necessária para uma escolha mais assertiva tanto no projeto quanto na execução.

Nesta monografia, analisar-se-á dois casos de túneis, em que serão observadas soluções eficazmente planejadas, mostrando como efetivamente se aplicaram tais ideias em campo, quando as condições reais puderam ser melhor analisadas. Posteriormente, a partir de um estudo de caso será desenvolvida uma análise numérico-computacional do comportamento do túnel, de modo a comparar as deformações encontradas no software e em campo, observadas as limitações da implementação do software. Além disso, após essa validação do software tenta-se observar, por meio da modelagem de soluções hipotéticas, qual seria o efeito de cada melhoria de condição de contorno no comportamento do túnel.

Assim, por meio de uma revisão bibliográfica das técnicas de reforço e melhoramento de maciços previamente mencionadas, do estudo de caso dos dois túneis e das análises do comportamento de um túnel, tentar-se-á demonstrar como considerações de projeto coerentes e precisas podem gerar soluções eficazes em obras subterrâneas e como a modelagem de um túnel pode auxiliar no acompanhamento da construção.

1.1 OBJETIVOS

Esta monografia tem como objetivos detalhar técnicas usuais de melhoramento de maciços e, com os estudos de caso de dois túneis, com a observação da aplicação destas melhorias e da posterior análise dos efeitos do melhoramento de maciços no comportamento de túneis, demonstrar a utilidade da previsão desses efeitos no projeto e execução de obras subterrâneas.

1.2 DESENVOLVIMENTO DESTA MONOGRAFIA

A metodologia utilizada para o desenvolvimento deste trabalho consistiu basicamente de três etapas. Primeiramente há o estudo de bibliografia especializada sobre técnicas de reforço e tratamento de maciços, que consta de livros técnicos, anais de congresso, manuais de empresas executoras, revistas relacionadas à geotecnia e *sites* da área, que formaram o conjunto principal de fontes utilizadas para o processo de escrita da monografia. Auxiliares a esse acervo, fez-se uso de visitas técnicas a obras em andamento, análise de projetos de obras subterrâneas e conversa com profissionais da área que já haviam aplicado os referidos métodos em casos reais, a fim de poder verificar as diferenças entre a academia e a prática, ampliando o âmbito do projeto. Além disso, o contato com a prática foi realizado para uma maior compreensão do funcionamento dos métodos descritos, com a observação dos equipamentos hodiernamente utilizados e a adaptação do projeto à execução da obra.

A análise deste material auxiliar em conjunto com o acervo técnico permitiu passar para a próxima etapa, que foi o estudo mais aprofundado de dois casos de obra, um túnel urbano em Anápolis e outro túnel de mineração no entorno de Brasília.

Finalmente, por meio do estudo de simulações numérico-computacionais e da validação e verificação do software utilizado (PLAXIS), pôde-se realizar a análise dos

efeitos das melhorias das condições de contorno do túnel de uma nova britagem da CIPLAN, o segundo dos estudos de caso. Tal análise consistiu de modelar diferentes condições de contorno por meio de adaptações da metodologia de Bakker (2003), com diferentes melhorias em cada seção do túnel, comparando os deslocamentos obtidos no programa em cada situação. Além disso, comparou-se os deslocamentos observados no software com os de campo, de forma a verificar quão representativo pode ser a simulação numérica de tais melhorias, a fim de observar a utilidade da utilização deste na concepção e execução de túneis.

1.3 ESTRUTURA DA MONOGRAFIA

Este projeto está organizado em oito capítulos, listados a seguir:

- Capítulo 1: apresenta uma introdução do escopo da monografia, além da descrição dos objetivos do presente trabalho, seu desenvolvimento e estruturação.
- Capítulo 2: apresenta uma revisão bibliográfica acerca dos métodos de reforço e tratamento de maciços. No presente trabalho serão abordadas as técnicas de *jet-grouting*, rebaixamento de lençol freático e alívio das pressões neutras, enfilagens, injeções de consolidação e concreto projetado.
- Capítulo 3: apresenta os estudos de caso de dois túneis, um urbano e outro de mineração, por meio da apresentação das generalidades de cada caso, a caracterização do maciço encontrado na obra, os tipos de melhoramento de maciço utilizados, as características da execução e as conclusões advindas de cada estudo.
- Capítulo 4: apresenta uma revisão bibliográfica acerca de simulações numérico-computacionais, em que primeiramente se visualiza o *background* teórico necessário para a implementação dos modelos numéricos à problemática de túneis e posteriormente se compara os softwares comuns de mercado, justificando a escolha do software PLAXIS para a realização das modelagens e simulações desta monografia. Além disso apresenta a compatibilização do software PLAXIS com os objetivos desta monografia e a discriminação das etapas que foram consideradas para as simulações.

- Capítulo 5: apresenta os resultados das simulações bidimensionais, com posterior análise e comparação entre as situações modeladas.
- Capítulo 6: apresenta os resultados das simulações tridimensionais, com posterior análise e comparação entre as situações modeladas.
- Capítulo 7: apresenta as considerações finais desta monografia e sugestão para futuros trabalhos.
- Referências Bibliográficas.

CAPÍTULO 2

TÉCNICAS PARA O MELHORAMENTO DAS CONDIÇÕES DE CONTORNO DE MACIÇOS

Este capítulo tem por objetivos a explanação geral de alguns dos métodos mais recorrentemente aplicados para o melhoramento das condições de contorno de maciços e como as técnicas estão complementando a experiência de campo na execução de obras geotécnicas. Apesar de haver a distinção teórica entre as técnicas de reforço (engloba pré-suporte), que consistem no incremento da capacidade de autossustentação do maciço, e de suporte, que consistem em limitar as deformações do maciço circundante, nesta monografia utilizou-se os termos “tratamento”, “melhoria” e “melhoramento” como sinônimo dessas técnicas, já que ambas se baseiam em melhorar as condições de contorno de maciços.

2.1 – JET-GROUTING

Este tratamento é baseado na alteração das propriedades hidráulico-mecânicas do maciço, conferindo maior resistência, menor compressibilidade e permeabilidade, conforme os objetivos de projeto. O desenvolvimento desta técnica difundiu-se a partir da década de 70, com o aparecimento, no Japão, do processo CCP (*Cement Churning Pile*). O CCP, ou *sistema monofluido*, é um dos três tipos de *jet grouting*, consistindo, fundamentalmente, no bombeamento de calda de cimento, também chamada de graute, a pressões altíssimas (de até 40 MPa), em que se obtém um jato de alta velocidade e turbulência (200 a 320 m/s), cuja força de impacto desagrega a estrutura do solo, promovendo a mistura e a homogeneização íntima deste material com a calda injetada, formando colunas cilíndricas de solo-cimento, entre 0,4 e 0,8 m de diâmetro (Carletto, 2009). Tais cilindros são injetados usualmente secantes uns aos outros, de modo a formar uma estrutura única. Apesar de normalmente se obter colunas cilíndricas, com o avanço das técnicas de injeção e perfuração várias geometrias podem ser formadas, como, por exemplo, painéis plásticos (Croce *et al*, 2014). Os outros sistemas de *jet-grouting* tem princípio físico semelhante.

O *sistema bifluido* (Figura 1b), comumente chamado de processo de *jet-grouting* (JG ou JSG), por ser o mais utilizado, inovou ao utilizar ar comprimido (5 a 10 kPa) para o envolvimento do jato de calda. Este envelopamento da calda pelo ar

possibilita um alcance maior do jato, pelo fato do ar comprimido propiciar um maior desenvolvimento hidráulico da calda de cimento injetada, diminuindo as perdas de energia do processo, podendo tratar um maior volume do maciço (Croce *et al*, 2014). Neste sistema alcançam-se diâmetros de até 2 m, em solos moles (Geosonda, 2014).

Existe ainda o *sistema trifluido*, (CJG, CJSG ou Kajima), que incorporou, junto ao ar comprimido, um jato d'água, possibilitando a obtenção de colunas ainda maiores, que chegam a 3 m de diâmetro. Este último sistema, pelo alto custo da bomba de injeção, não se utiliza corriqueiramente no Brasil (Tecnogeo, 2009).

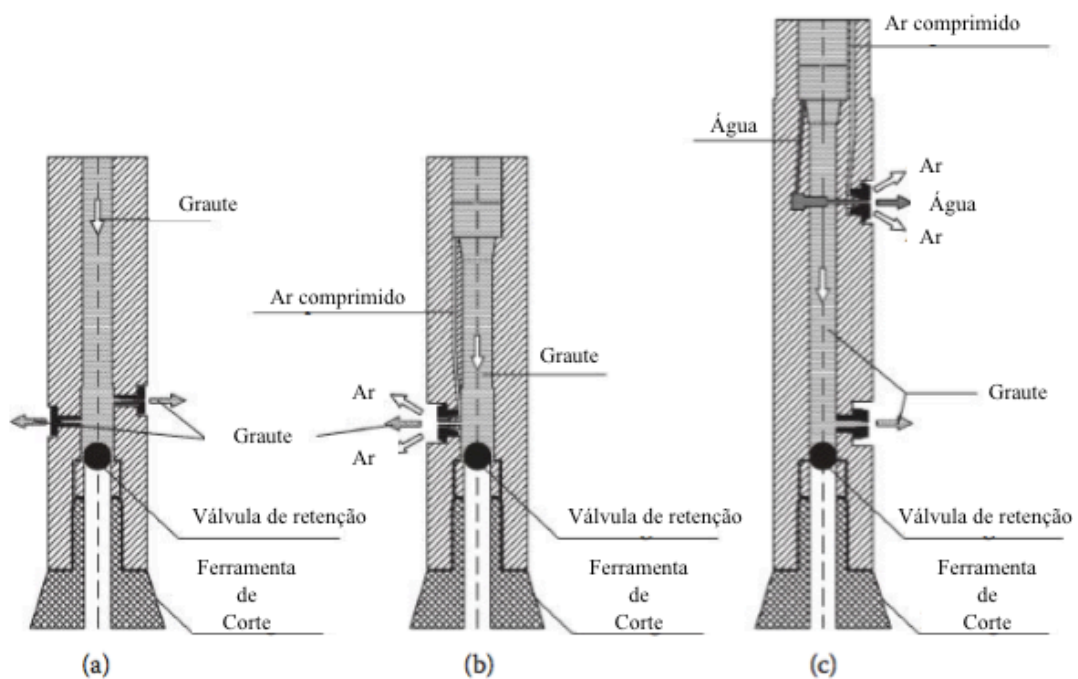


Figura 1– Sistemas de jet-grouting. a) monofluido, b) bifluido e c) trifluido (modificado - Croce *et al*, 2014)

Na execução dos sistemas *jet-grouting* há a perfuração do terreno por processo rotativo, usualmente com um tricône como ferramenta de corte e o emprego de injeção d'água sob baixa pressão como elemento de lavagem. Na extremidade inferior da haste de perfuração, mas antes do tricône, está instalado um hidromonitor, peça do tubo no qual estão alojados bicos de injeção. A calda de injeção, que apesar de usualmente ser de cimento, chamada de graute, pode ter adições de acordo com a necessidade da obra, é preparada num conjunto misturador-agitador. Após a conclusão da perfuração até a profundidade requerida pelo projeto e posteriormente à vedação da saída de água da ferramenta cortante por meio de uma esfera de aço,

inicia-se a fase de injeção. A prática recomenda para esta etapa bicos de 2,0 a 8,0 mm de diâmetro (Croce *et al*, 2014); de maneira geral quanto maior o bico maior o alcance do jato.

A coluna de solo-cimento é formada por meio da subida ascensional da haste (Figura 2), à velocidade constante da ordem de 15 a 60 cm/min, que é função do número de rotações por minuto da haste, da distância entre níveis sucessivos de tratamento e do tempo de permanência do jato em cada um desses níveis. Esses parâmetros são adotados em função das características e propriedades geotécnicas do maciço a ser melhorado, bem como da razão de tratamento requerida pelo projeto (peso de cimento sobre peso de solo ou maciço e relação água/cimento, usualmente com a/c entre 0,7 e 1,3 (Croce *et al*, 2014)). Um fato que se procura melhorar na execução é a relação entre densidade e viscosidade, buscando-se maximizar a densidade e minimizar a viscosidade, a fim de obter jatos de maior eficiência hidrodinâmica.

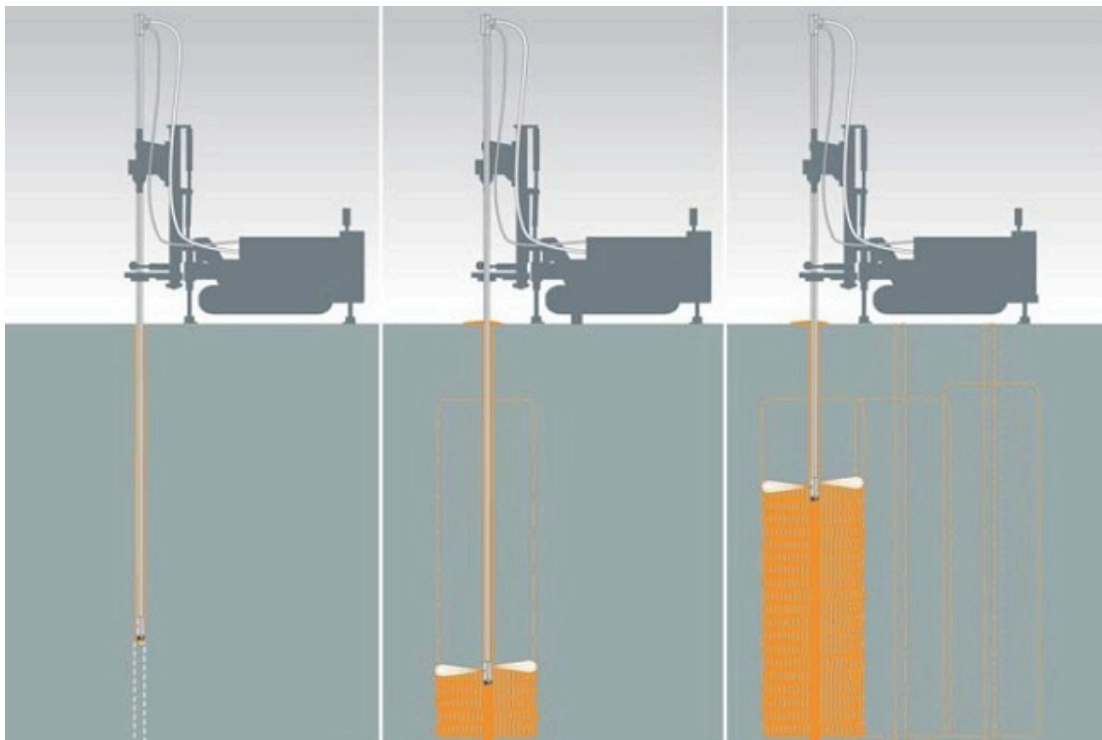


Figura 2 - Sequência executiva de uma coluna (Zakladani, 2015)

Como esta é uma técnica baseada na erosão, a erodibilidade do solo tem papel fundamental na previsão da geometria, qualidade e produção das colunas. Solos não-coesivos são tipicamente mais erodidos pelo *jet-grouting* que solos coesivos. Já maciços rochosos geram colunas de diâmetro inferior a de solos. Para diminuir a

incerteza e sugerir alterações ao projeto caso necessário, as empresas executoras fazem ensaios na própria obra antes de começar o serviço, de forma a testar se o diâmetro da coluna está adequado ao projeto e se o efeito sobre as características a serem melhoradas é o esperado. O tamanho dos bicos de injeção, a densidade e viscosidade da calda, a pressão de injeção, a velocidade de ascensão da haste e a velocidade de rotação da haste são componentes controlados nas colunas teste, fato de fundamental importância no sucesso de aplicação desta técnica (Croce *et al*, 2014). Usualmente, para controle de execução, há diversos ensaios, com destaque para os de perda d'água e resistência à compressão uniaxial das colunas de *jet-grouting*. Nas Tabelas 1 e 2 parâmetros necessários de projeto das colunas de *jet-grouting* são observados.

Já o melhoramento das características mecânicas e hidráulicas de maciços de túneis é mais bem representado pela curva de reação do maciço (CRM). De acordo com Vergara (2013), a CRM é função dos parâmetros físico-mecânicos do terreno, do nível de tensões na profundidade de escavação e da dimensão do túnel. A curva mostrada na Figura 3 representa a melhoria dos parâmetros do maciço com os sistemas de *jet-grouting*, com a diminuição dos deslocamentos radiais do contorno de escavação do túnel (Vergara, 2013).

Tabela 1 - Previsão do diâmetro das colunas no *jet-grouting* convencional de acordo com o SPT

Tipo de Solo	SPT(Nº)	Diâmetro(cm)
Areia com pedregulhos	-	100 ± 10
Areia	< 15	170 ± 10
	15 a 20	130 ± 10
	20 a 40	110 ± 10
Argila	< 2	160 ± 10
	2 a 10	130 ± 10
	10 a 20	120 ± 10

Fonte: Tecnogeo (2009)

Tabela 2– Propriedades típicas das colunas em jet-grouting convencional de acordo com o tipo de solo

Aglutinante	Tipo de Solo		Resistência à compressão (MPa)	Coesão (MPa)	Consumo de cimento (kg/m ³)
Cimento Portland	Solos inorgânicos	Areia	2,5 – 6,0	0,19	250 - 450
		Silte	2,0 – 4,5	0,25	300 – 500
		Argila	1,5 – 3,5	0,3	350 – 600
	Solos Orgânicos	Turfa e Argila Orgânica	0,5-2,5	-	> 600

Fonte: Tecnogeo (2009)

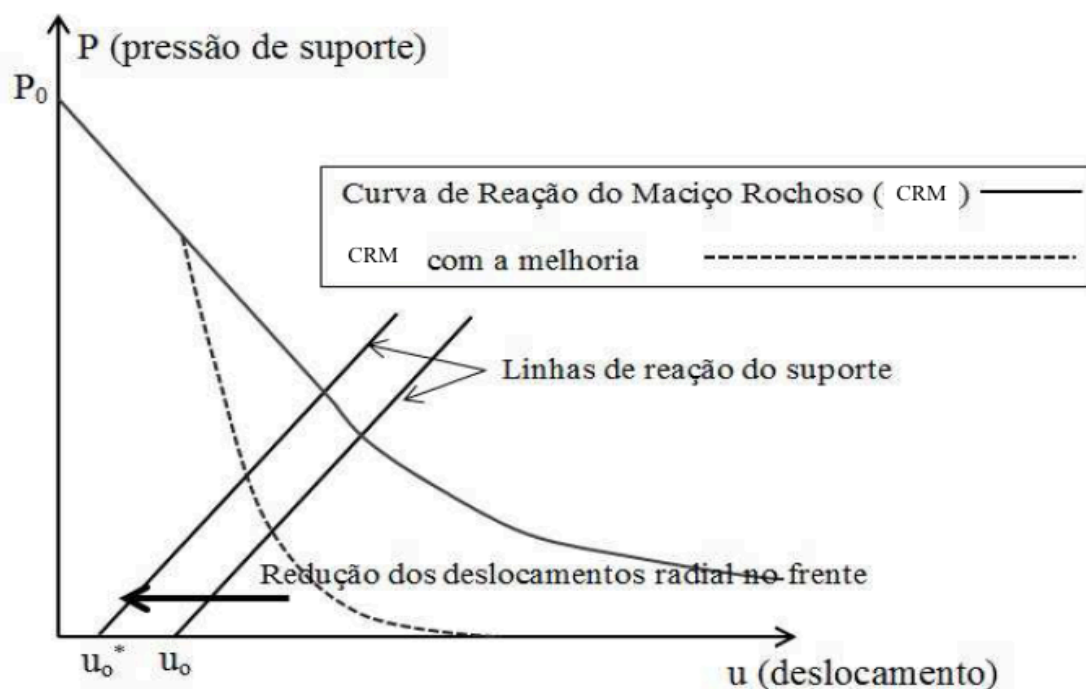


Figura 3– Curva de reação do maciço – CRM (modificado – Vergara, 2013)

Este sistema, pela versatilidade de aplicação, tanto em solos quanto em maciços rochosos, tem diversos usos em obras de engenharia, auxiliando sua disseminação como solução geotécnica (Figuras 4 e 5):

- Escoramento de fundações existentes;
- Construção de paredes de suporte a escavações;
- Construção de lajes de subpressão;
- Estabilização de taludes;
- Escavação de túneis;
- Consolidação de abóbadas de túneis, tanto horizontais quanto verticais;
- Fundação de aterros;
- *Cutoff*.

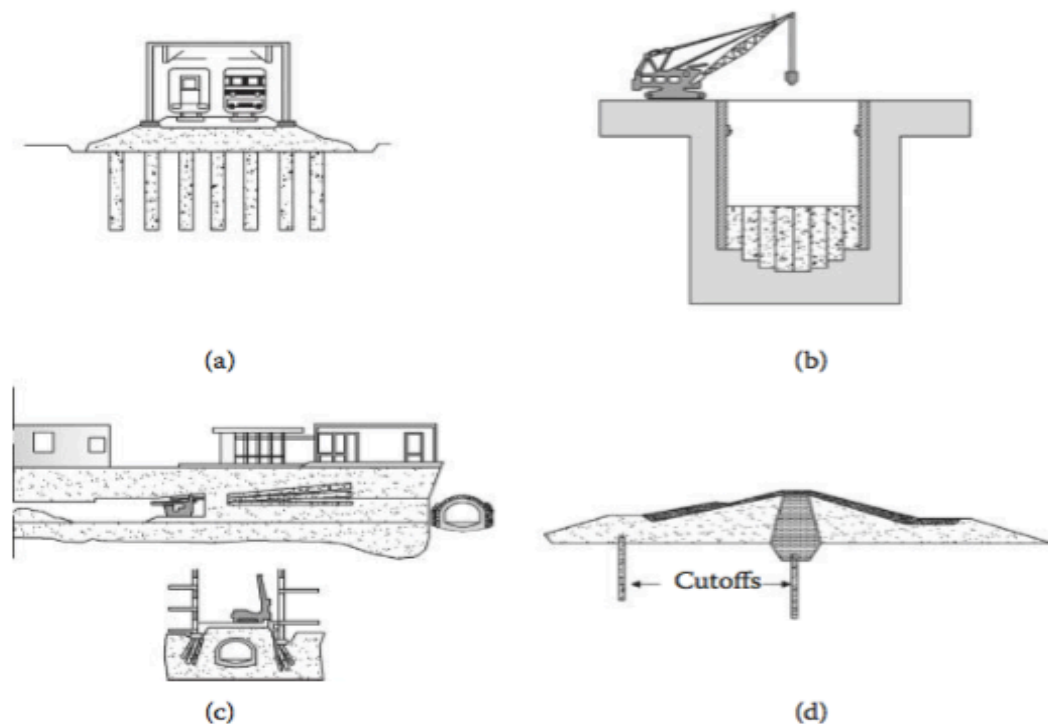


Figura 4 – Exemplos comuns de aplicação de *Jet-grouting*. a) fundação de aterros, b) laje de subpressão e suporte de escavação, c) suporte horizontal e subhorizontal de túneis e d) *Cutoff* (Croce *et al*, 2014)

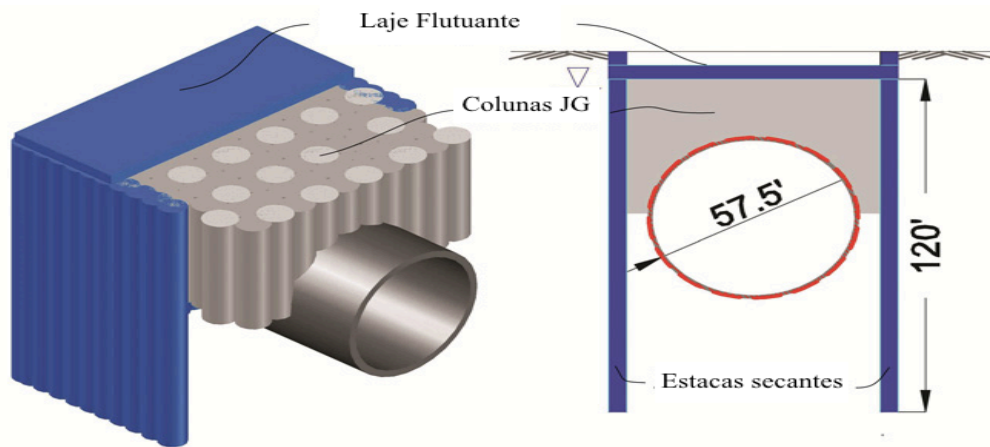


Figura 5 - Exemplo de consolidação vertical de abóbada de túnel - JG (modificado – Tunnel Business Magazine, 2013)

2.2 – REBAIXAMENTO DE LENÇOL FREÁTICO E ALÍVIO DAS PRESSÕES NEUTRAS

Esta solução é utilizada em obras em que a presença de água impede ou dificulta o projeto e execução da obra; como tais casos são hodiernos, é um tratamento bastante difundido. Apesar do refino de certas técnicas mais recentes, como o sistema de ponteiros filtrantes, aperfeiçoado nos últimos 75 anos, o rebaixamento por meio de valas e poços é bastante antigo. O rebaixamento, ou pré-drenagem, é muitas vezes utilizado em conjunto com técnicas de isolamento da escavação, chamadas *cutoff*, que melhoram as condições de execução, mas não necessariamente as características do maciço. Essa preocupação com a água advém dos efeitos gerados pela presença desta em obras geotécnicas, especialmente as subterrâneas, sendo de relevante consideração para o projetista e para a executora, pelas significativas alterações das propriedades geomecânicas do maciço. O alívio das tensões efetivas, o aumento da carga lateral em estruturas de escoramento, a agressividade da água a muitos minerais, o efeito de piping, entre outras consequências da presença da água, tendem a aumentar a instabilidade do maciço, fazendo necessária uma rigorosa consideração desta pelos envolvidos na obra (Grandis, 1998).

Neste item, em que são descritos os métodos para rebaixamento de lençol freático, há o interesse em observar os mais utilizados e em qual situação há uma melhor compatibilidade do procedimento usado.

Pela interpretação da Tabela 3 poderá não só se observar as adequações necessárias de cada sistema a ser abordado neste item 2.2, mas também a percepção de que a previsão do alcance de um sistema de rebaixamento é bastante empírica e variada.

Tabela 3 – Checklist para a seleção dos métodos de rebaixamento

Condições	Ponteiras Filtrantes	Poços sucção	de Poços profundos	Poços Injetores	Drenos Horizontais
Maciço					
Areias siltsas e argilosas	Bom	Ruim	Ruim a razoável	Bom	Bom ^a
Areias grossas e pedregulhos	Bom	Bom	Bom	Ruim	Bom
Solos estratificados	Bom	Ruim	Ruim a razoável	Bom ^c	Bom
Argila ou rocha no subleito	Razoável a bom	Ruim	Ruim	Razoável a bom	Bom ^b
Hidrologia					
Alta condutividade	Bom	Bom	Bom	Ruim	Bom
Baixa condutividade	Bom	Ruim	Ruim a razoável	Bom	Bom
Recarga próxima	Bom	Ruim	Ruim	Ruim a bom	Bom
Recarga remota	Bom	Bom	Bom	Bom	Bom

Andamento					
Rebaixamento rápido	OK	OK	Insatisfatório	OK	OK
Rebaixamento Lento	OK	OK	OK	OK	OK
Condições	Ponteiras Filtrantes	Poços de sucção	Poços profundos	Poços Injetores	Drenos Horizontais
Escavação					
Rasa (< 6m abaixo do nível d'água)	OK	OK	OK	OK	OK
Profunda (> 6m abaixo do nível d'água)	Vários estágios requeridos	Vários estágios requeridos	OK	OK	Equipamento especial
Muito limitada	Há interferências	Há interferências	OK	OK	Pode ser OK
Características					
Espaçamento	1 – 3 m	6-12 m	> 15 m	3-6 m	-
Alcance					
Por unidade	0.4–95 l/min	190–2270 l/min	0.4–11360 l/min	0.4–150 l/min	-
Do sistema total	Baixo a 18930 l/min	7570-94635 l/min	Baixo a 227125 l/min	Baixo a 3785 l/min	Baixo a 7570 l/min
Eficiência geral	Bom	Bom	Razoável	Ruim	Bom

^a Se reaterado com areia ou pedregulho

^b Se for deixado em contato rugoso com argila ou rocha

^c Tubos injetores duplos com geotêxtil filtrante em toda a extensão

Fonte: Adaptado de Powers (2007)

Apesar de haver fórmulas de cálculo bem difundidas, a experiência da executora e as condições do solo *in situ* ditam, no mercado atual, as especificações de cada sistema de rebaixamento, como espaçamento e profundidade. Logo, pela diferença entre a realidade e as situações assumidas em projeto, muitas vezes este serve apenas como referência inicial para a executora.

Junto à Tabela 3, também é interessante, para um entendimento mais completo por parte dos envolvidos na realização da obra de rebaixamento, a análise da Figura 6, que apresenta a variação dos métodos de acordo com a granulometria do maciço.

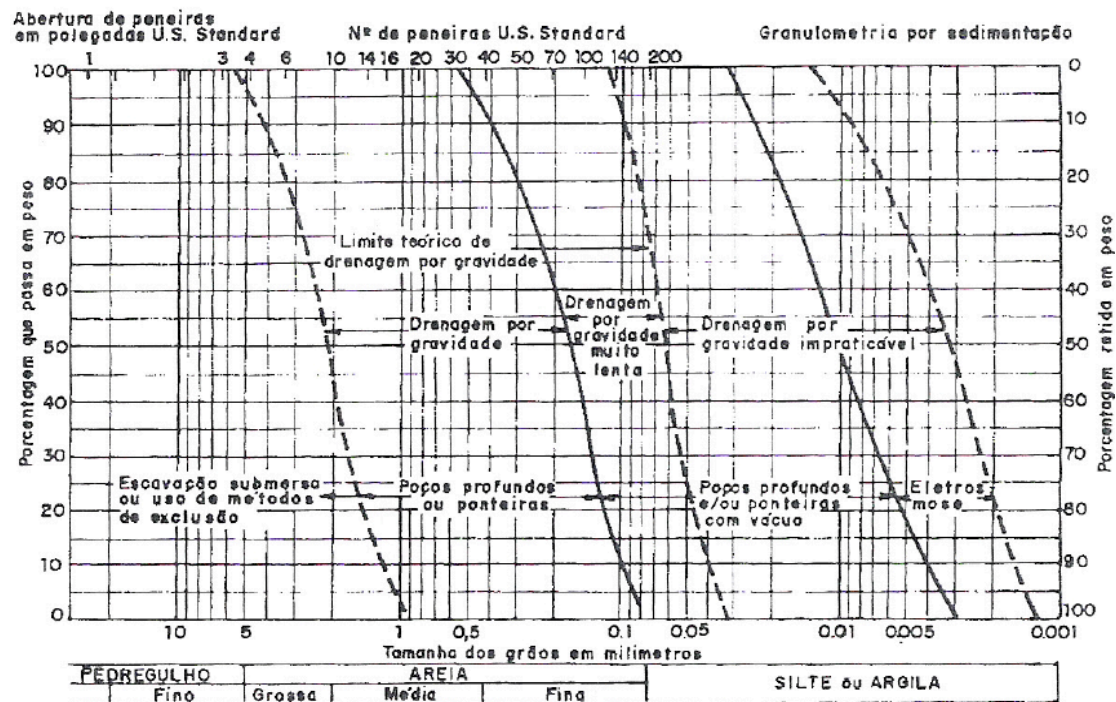


Figura 6 – Métodos de rebaixamento de acordo com a granulometria do solo (Grandis, 1998)

2.2.1 – PONTEIRAS FILTRANTES

Também chamado de sistema *wellpoint*, este método de rebaixamento retira a água do subsolo de forma não gravitacional, mas sim induzida, a partir de poços de pequeno diâmetro, comumente de 100 mm (Solotrat, 2015). É uma solução muito versátil e com ótimo custo-benefício, com simplicidade operacional e rapidez de instalação, sendo de eficácia impressionante em solos de baixa condutividade hidráulica. É aplicável a vários tipos de solo, mas é especialmente apropriada para aquíferos rasos em que o nível d'água precisa ser rebaixado não mais que 5 ou 6 m.

Entretanto, poços de até 8,5 m podem ser feitos, sob condições e técnicas especiais, como em solos mais permeáveis ao nível do mar (Powers, 2007). Acima destas profundidades, diferentes estágios de sistemas de ponteiras são requeridos, conforme exemplificado na Figura 7. Quanto mais estágios requeridos, menos viável economicamente a solução se apresenta.

Os componentes básicos do sistema são uma bomba de vácuo, um sistema de tubos coletores, os tubos de subida e as próprias ponteiras. Recomenda-se, já que muitas vezes o sistema é de fundamental importância para a integridade da escavação, a presença de bombas reservas em campo, para prevenção caso haja falha das principais. Segundo Grandis (1998), o vácuo mínimo teoricamente necessário à subida d'água pode ser estimado a partir da expressão abaixo, na qual Δh é a soma das perdas de carga de entrada de água nas tubulações e no filtro do sistema.

$$V \geq H + h' - h_w + \Delta h$$

O máximo vácuo é dificilmente obtido na prática, havendo diversas explicações para esse comportamento. Uma é o fato de que, muitas vezes, as bombas não estão em perfeitas condições com o agravante que o sistema de rebaixamento pode ser sobrecarregado com a entrada de ar por vazamentos na tubulação. Outros empecilhos ao vácuo perfeito são as situações em que o nível d'água é rebaixado até próximo ao topo da tela filtrante da ponteira, com a possibilidade do ar entrar pelo filtro e situações em que se está lidando com um alto volume d'água, havendo risco de cavitação na bomba d'água se torna mais severo, limitando o vácuo a ser obtido.

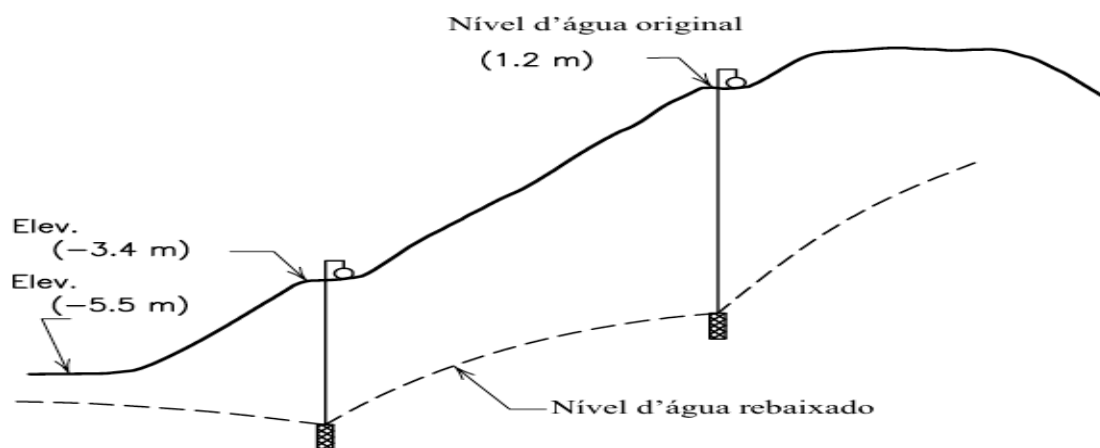


Figura 7 – Exemplo de rebaixamento wellpoint por etapas (modificado – Powers, 2007)

Na execução do sistema, segundo Grandis (1998), os poços são geralmente executados por meio de perfuratrizes de circulação direta, podendo o furo ser revestido por lama bentonítica a fim de estabilizar as paredes do poço. O sistema utiliza uma bomba, de 11 a 22 kW, que tem as funções de bombear ar (criar vácuo), de bombear água e de separar o ar da água. A bomba é ligada a um coletor ao nível do terreno que é posto normalmente no contorno da escavação, como esquematizado na Figura 9. O coletor, sob vácuo, é conectado a uma série de tubos de subida individuais e conduz a água levantada a partir das ponteiros à bomba. O comprimento dos tubos de subida deve ser tal que possibilite a submersão das ponteiros, em relação ao nível d'água dinâmico rebaixado, de 0,5 m (Grandis, 1998). As ponteiros, de diâmetro de 38 a 50 mm (Solotrat, 2015), são, na sua essência, parecidas com canudos construídos com uma tela filtrante e, geralmente, um conjunto de filtros, que retira a água do solo pela sucção gerada na bomba, esquematizadas na Figura 8.

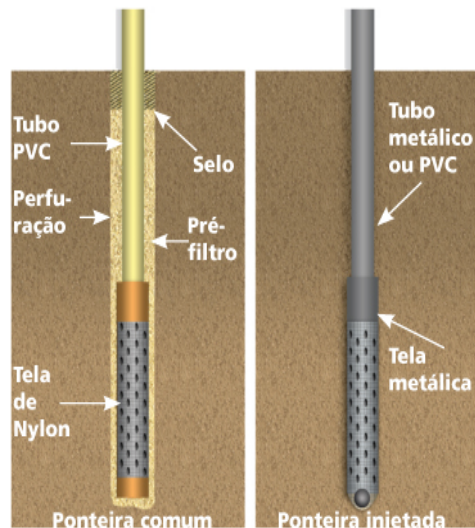


Figura 8 – Esquema de tipos de ponteiros (Solotrat, 2015)

O selo é comumente de solo-cimento ou de bentonita e o pré-filtro é constituído de materiais drenantes de granulometria apropriada. Presente na Figura 8 está outro tipo de ponteira, a ponteira injetada, assim denominada porque é instalada por meio de escavação a jato d'água, auxiliada por motores de 11 a 15 kW. Este tipo de rebaixamento por ponteiros injetados é indicado para solos constituídos de maciços moles e tem como vantagens a rápida instalação. O espaçamento das ponteiros, tanto comum como injetadas, está intimamente relacionado ao tipo de solo que se deseja rebaixar, à capacidade de sucção da bomba de vácuo utilizada e da profundidade de instalação das ponteiros (Powers, 2007). O espaçamento é, usualmente, de 1 a 3 m, apesar de que, segundo empresas executoras, há situações em que um espaçamento da ordem de 0,5 m é necessário para solos com baixíssima permeabilidade (Solotrat, 2015).

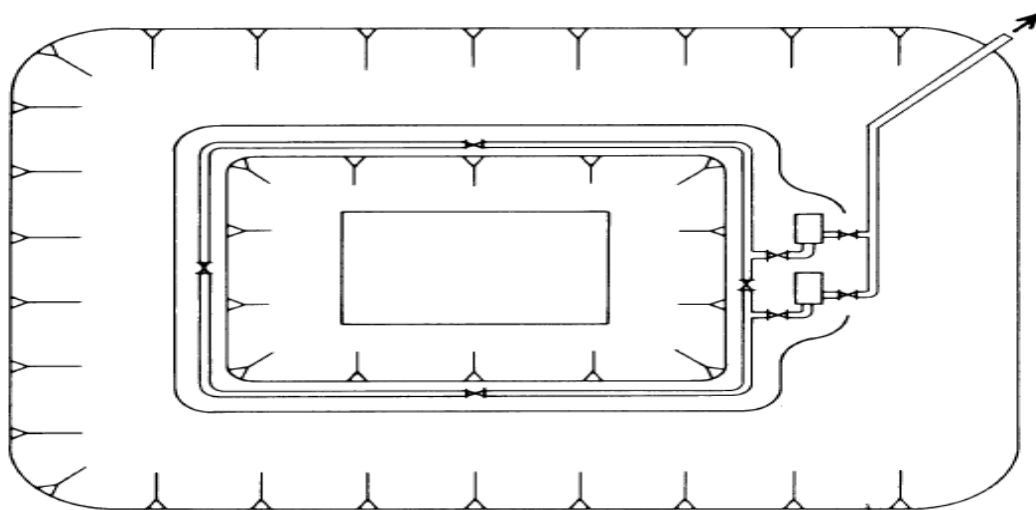


Figura 9 – Instalação em planta do sistema de rebaixamento wellpoint (Powers, 2007)

2.2.2 – POÇOS DE SUÇÃO

Os poços de sucção funcionam de maneira semelhante às ponteiros filtrantes, com a diferença que possuem uma maior capacidade de sucção, da ordem de 140 l/min, com fluxos de até 2400 l/min já observados na prática (Powers, 2007). Para isso, tais poços têm maior diâmetro, comumente de 150 mm. São utilizados em solos de alta condutividade hidráulica, como pedregulhos e areias grossas, em sistemas de alta demanda, com necessidade de bombas de alta capacidade. Um sistema completo de poços de sucção pode alcançar 95000 l/min. Por conta de tais características, este sistema é aplicado em obras de maior dimensão, como ensecadeiras cobertas, com requisitos bem específicos, exemplificados previamente na Tabela 3.

2.2.3 – POÇOS PROFUNDOS COM BOMBA VERTICAL

Este sistema é usualmente utilizado em solos de alta condutividade hidráulica e a grandes profundidades. O alto custo das bombas verticais individuais demandam uma atenção redobrada ao projetista se há o desejo da obtenção de um rebaixamento a preços razoáveis (Figura 10).

Um poço profundo pode ser definido como um sistema de rebaixamento com uma bomba própria submersível, sendo popular no Brasil as de tipo turbina. No

passado, os poços profundos tinham tipicamente um espaçamento entre poços amplo, com alta capacidade de bombeamento. Segundo Powers (2007), avanços recentes no sistema, pela manufatura de bombas submersíveis mais baratas, com menores diâmetros e volumes, tornou-se possível o uso de poços profundos em situações de espaçamento entre poços menores, com a aplicação do sistema em solos de baixa condutividade hidráulica. O diâmetro dos poços profundos varia entre 75 a 600 mm, e as vazões bombeadas variam de poucos litros a milhares de litros por minuto. Como este sistema não opera por métodos de sucção, os poços profundos não são limitados em eficiência pela profundidade como ocorre no sistema de ponteiros filtrantes. Eles podem ser instalados de 6 m de profundidade a mais de 50 m de profundidade (Powers, 2007). O sistema é tipicamente instalado fora da área de escavação, porém caso as condições geológicas do maciço permitam, a escavação seja de grande escala ou o acesso ao perímetro da escavação seja limitado, há a possibilidade do método ser instalado próximo à obra.

Como estes poços podem apresentar diâmetros maiores, há a preocupação de na perfuração não haver o fechamento do furo. Ainda mais pelo fato de esta solução ser típica de maciços de alta condutividade hidráulica, como areias, que apresentam coesão baixa, representando uma instabilidade maior da parede circundante. Há ainda a limitação do uso da lama bentonítica, usada em estacas e poços de sucção, pois como o sistema não utiliza o vácuo, não se pode deixar as paredes impermeáveis pelo *cake*, película formada pela interação da lama bentonítica com as paredes do furo. Para que os poços permaneçam estáveis durante a escavação, há várias técnicas passíveis de uso, sendo que as mais eficazes são, de acordo com Grandis (1998):

- Perfuração Revestida: eficaz para penetrar em areias, pedregulhos, seixos e argilas moles a medianamente duras, necessitando de maquinário pesado para a aplicação de torque no revestimento. Usa-se água limpa, não-recirculada, em quantidades moderadas a grandes, por vezes deixando o canteiro de obras inundado. Não há formação de película na parede do furo, resultando num furo bastante limpo. De acordo com Powers (2007), por conta do tempo de preparação, da grande necessidade de maquinário e da natureza do aparato, este método é mais aplicável a sistemas que requeiram um número substancial

de poços, com espaçamento relativamente próximo. Por conta disso, apesar de ser a mais eficaz, esta é uma solução de custos elevados.

- Perfuração com emprego de circulação reversa: o fluxo é na direção reversa da perfuração rotativa convencional, por isso o nome. O fluido e os resíduos de perfuração são transportados do tubo para o poço de rejeito por meio da aspiração de uma bomba de sucção ou por elevação dos fluidos por meio do uso de ar comprimido (sistema “air lift”). Devido à alta velocidade no tubo de perfuração, um aditivo de fluidos de perfuração não se faz necessário para a criação de um fluido viscoso o suficiente para levantar os rejeitos, tornando menos onerosa tal técnica (Powers, 2007). Apesar disso, pode ser aconselhável a utilização de um aditivo para selar as paredes do furo. A perfuração com emprego de circulação reversa geralmente produz os mais limpos e eficientes furos que qualquer técnica de perfuração. Este método é o mais adequado para as areias soltas, cascalhos e argilas moles. O diâmetro do furo é geralmente de 600 mm, ou maior. O método de circulação reversa depende da pressão hidrostática para que os contornos do furo possam ser sustentados. Um mínimo de 3 m a partir da superfície de perfuração para o nível de água é recomendado. Caso o nível d’água estático esteja próximo à superfície do solo, uma berma pode ser realizada para elevar a coluna de perfuração, ou o lençol freático pode ser rebaixado por bombeamento de outros poços (Powers, 2007). Ao perfurar formações de alta transmissibilidade, uma fonte contínua de água de alta vazão pode ser necessária para substituir o fluido perdido durante a perfuração, ou um aditivo de perfuração pode ser usado para selar as paredes do poço. Devido aos custos e as dificuldades associadas com o método, a perfuração com emprego de circulação reversa não é usada tão amplamente em rebaixamento como outros métodos. A qualidade do furo é superior a perfuração rotativa convencional, mas a diferença pode ser reduzida por procedimentos de desenvolvimento eficazes. Em pedregulhos e outras formações difíceis, a perfuração rotativa convencional é geralmente menos onerosa, mesmo que pode haver a necessidade de um número maior de poços para o rebaixamento.

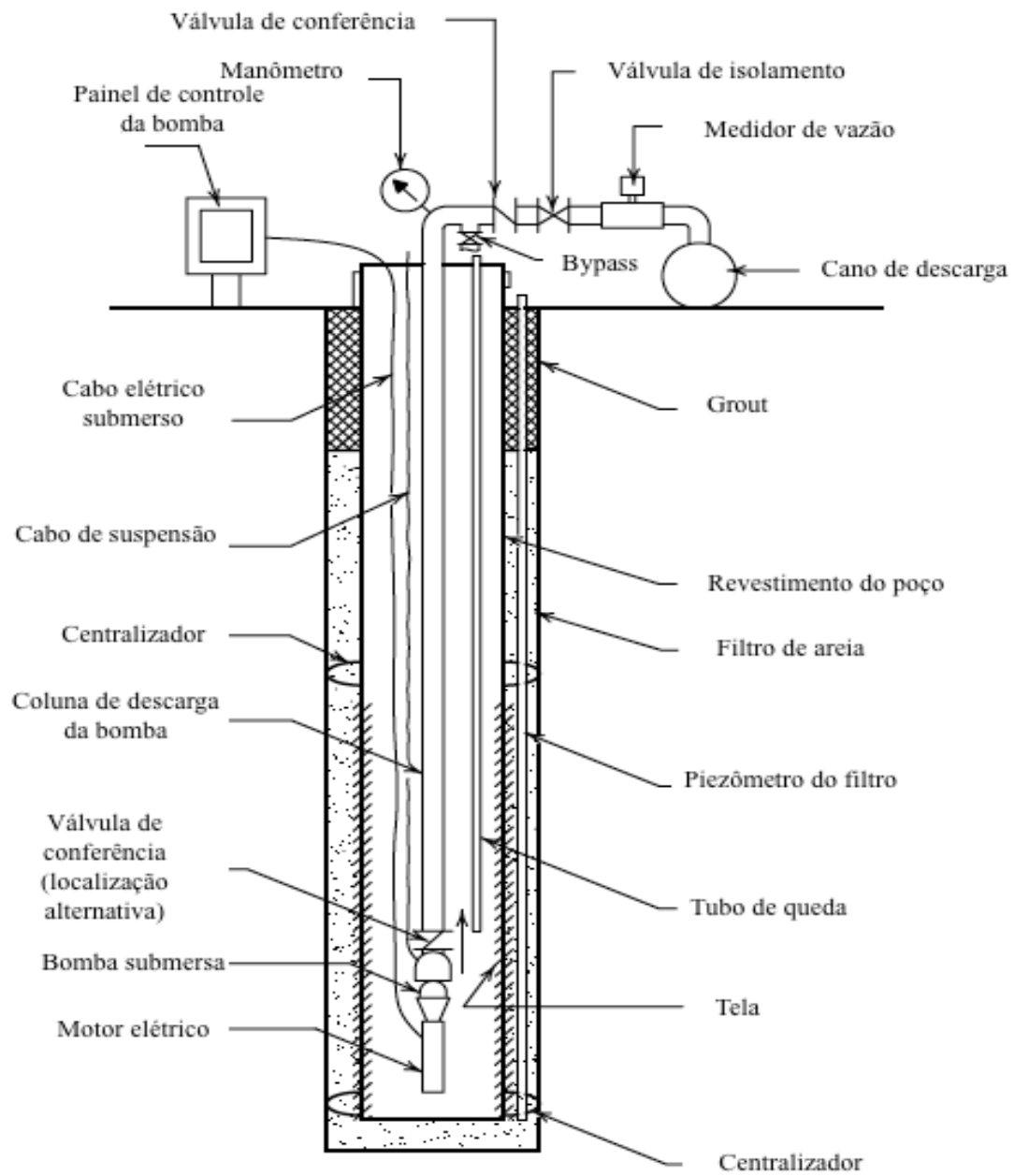


Figura 10 – Esquema de um poço profundo com bomba vertical submersa (modificado – Powers, 2007)

2.2.4 – POÇOS INJETORES

Um sistema de poços injetores é simplesmente uma adaptação do bombeamento residencial, pelo qual vários poços podem ser alimentados por uma única estação de bombeamento ao invés de bombas individuais em cada poço. O injetor em si é simplesmente um arranjo de um bocal e um dispositivo Venturi que é usado para levantar ou sugar água de poços de variadas profundidades, ou até mesmo de uma fossa. Injetores são tipicamente utilizados quando o lençol freático deve ser reduzido em mais de 5 m, ou seja, mais que um sistema de ponteira filtrantes de estágio único é capaz. Para tal, a condutividade hidráulica do solo deve ser baixa o suficiente, de modo que só a aplicação de vácuo seja eficaz para melhorar a drenagem do solo. Poços injetores têm certas vantagens sobre outros métodos de rebaixamento. Ao contrário do sistema de ponteiras filtrantes, eles não são limitados a 5 m de altura de sucção, de modo que a utilização de vários estágios é desnecessária. Normalmente, o custo unitário dos injetores é ligeiramente menor do que o de um poço profundo com bomba vertical, de modo que eles podem ser utilizados economicamente em locais que as condições do solo demandam um espaçamento mais próximo. A utilização de injetores pode ser vantajosa onde a operação ou locação são requisitos menos exigentes para um sistema alimentado por uma estação de bombeamento de localização central.

O sistema de poços injetores funciona pelo princípio de Bernoulli, regido pela equação $H = \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} + z$, em que H é a coluna d'água, p é a pressão do fluido, γ é a densidade total do fluido, v a velocidade do fluido, g a constante gravitacional e z a altura relativa do fluido a um datum arbitrário. Apesar de na prática haver fricção, considera-se no dimensionamento que o sistema opera sem atrito, com a coluna d'água constante, com os outros termos podendo variar. A bomba do sistema aplica uma coluna de água H para a vazão de água fornecida Q_i . A água pressurizada percorre a tubulação, convertendo z em pressão e carga de velocidade $(\frac{v^2}{2g})$. A água chega ao bocal afunilado do injetor com elevadas cargas de pressão e velocidade e com baixa elevação em relação à fonte d'água localizada na superfície. À medida que a água é forçada pela pequena abertura do bocal, a velocidade aumenta e a elevação

permanece praticamente constante. Assim, num sistema sem perdas por atrito, com uma coluna d'água constante por todo o sistema, a carga de pressão deve cair. Se o sistema injetor é projetado eficazmente, a água sairá do bocal com uma pressão menor do que a atmosférica, criando um vácuo parcial na câmara de vácuo. Por conta deste efeito, a vazão de água do subsolo Q_w é adicionada à Q_i de modo que as duas parcelas entram no Venturi juntas, cuja variação interna de seções decresce a velocidade e aumenta a pressão, de modo a desenvolver carga hidráulica suficiente para que as vazões combinadas retornem a superfície pelo tubo de retorno. Tal funcionamento é ilustrado na Figura 11.

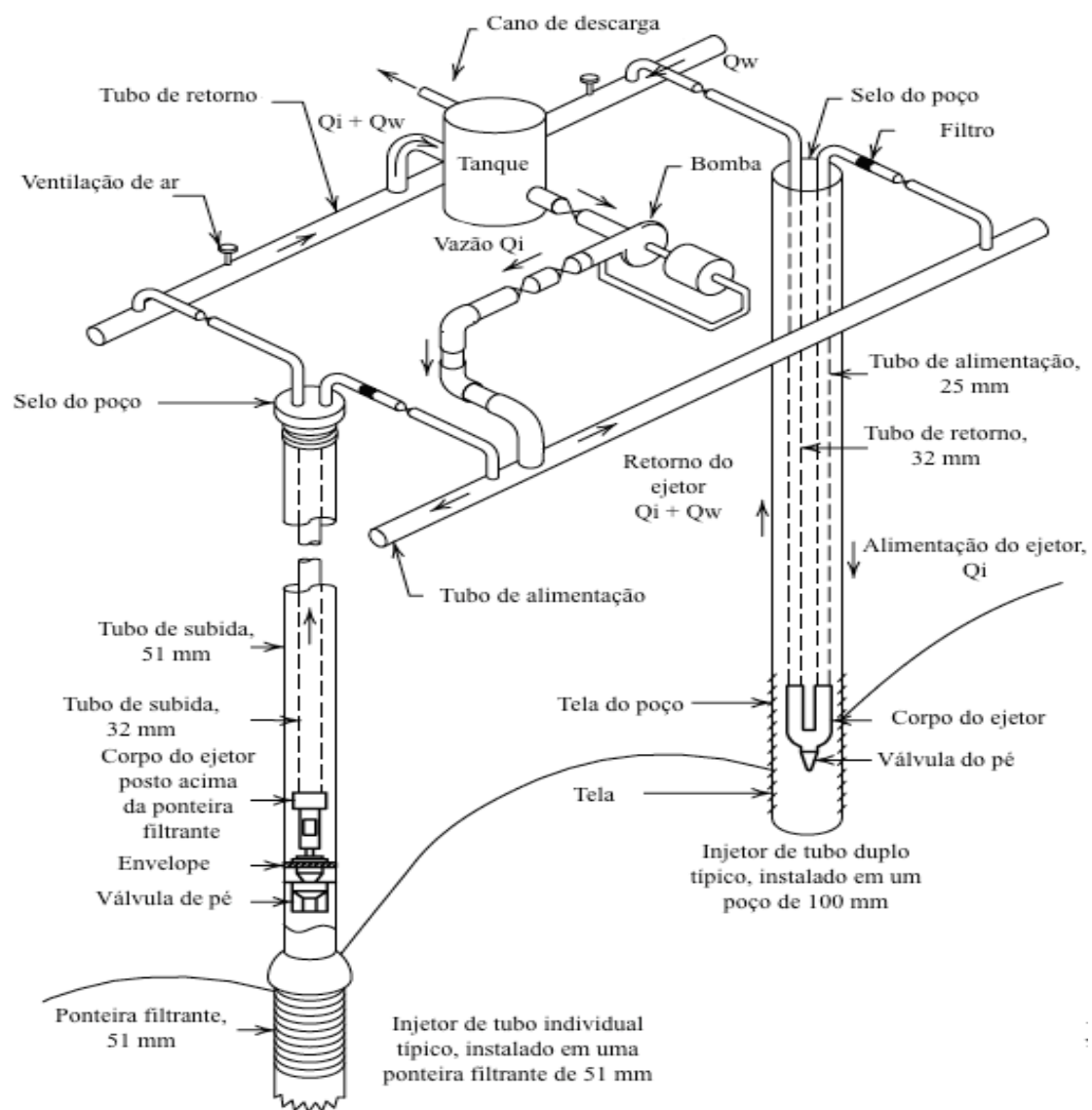


Figura 11 – Esquematização do sistema de poços injetores (modificado – Powers, 2007)

Na Figura 11, observa-se os dois tipos de injetores existentes, o de tubo individual e o de tubo duplo. O tipo tubo duplo é a forma mais simples de injetor, como detalhado na Figura 12. O utilizado comercialmente pode fornecer 45 l/min (Powers, 2007), requerendo um diâmetro mínimo de poço de 10 cm e uma proteção em tela externa, sendo um injetor de fácil manutenção. Já o injetor de tubo individual, detalhado na Figura 13, é tipicamente usado quando o poço tem dimensões menores que 7,5 cm de diâmetro. Nele, a água injetada Q_i escoar para baixo pelo anel entre o tubo de retorno e o exterior da tela do poço, como ilustrado na Figura 13. O bocal, a câmara de sucção e o venturi fazem as mesmas funções que as de um injetor de tubo duplo. O injetor de tubo individual tem a vantagem de poder produzir a mesma capacidade que o injetor de dois tubos em um menor diâmetro de poço.

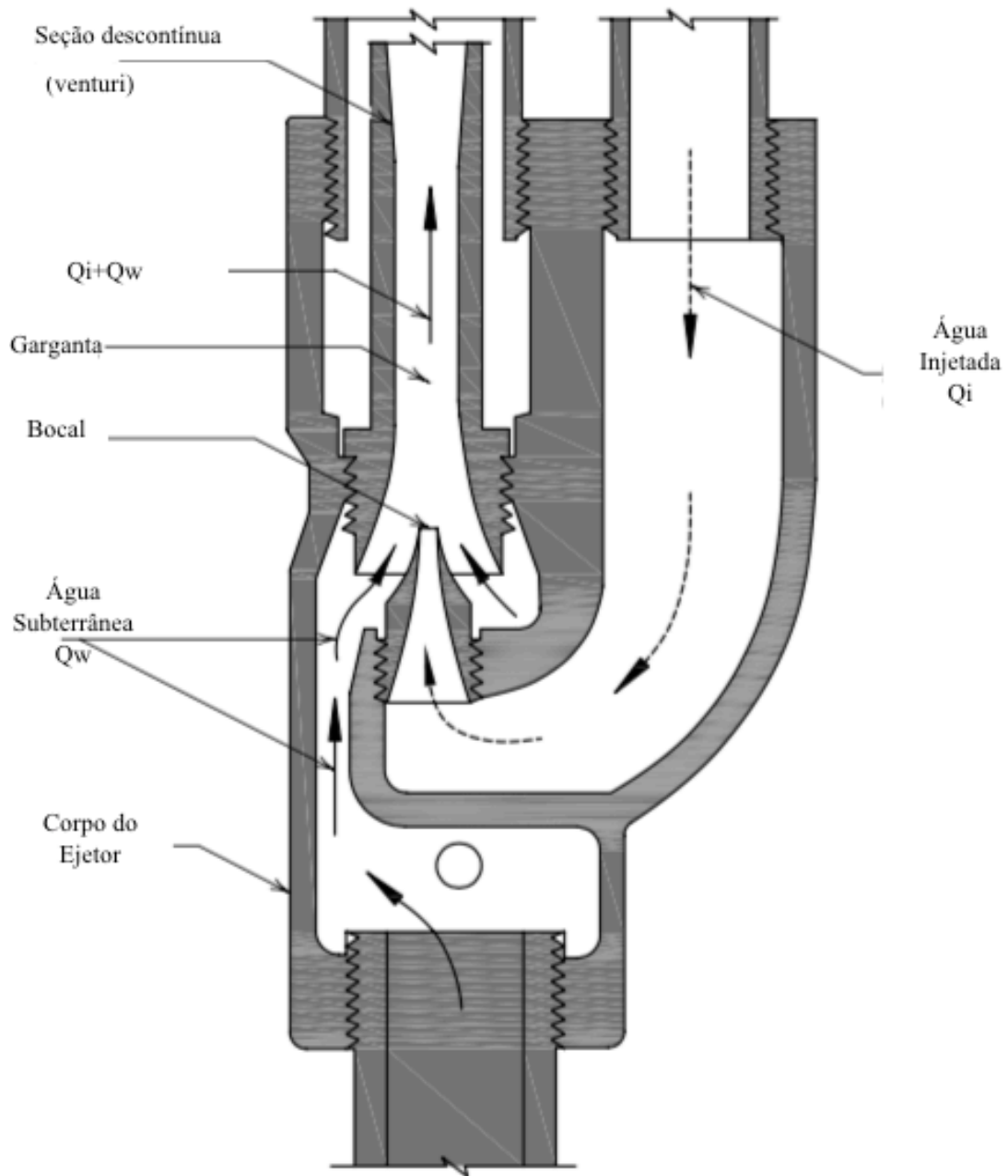


Figura 12 –Detalhamento do corpo de injetor de tubo duplo (modificado - Grandis, 1998)

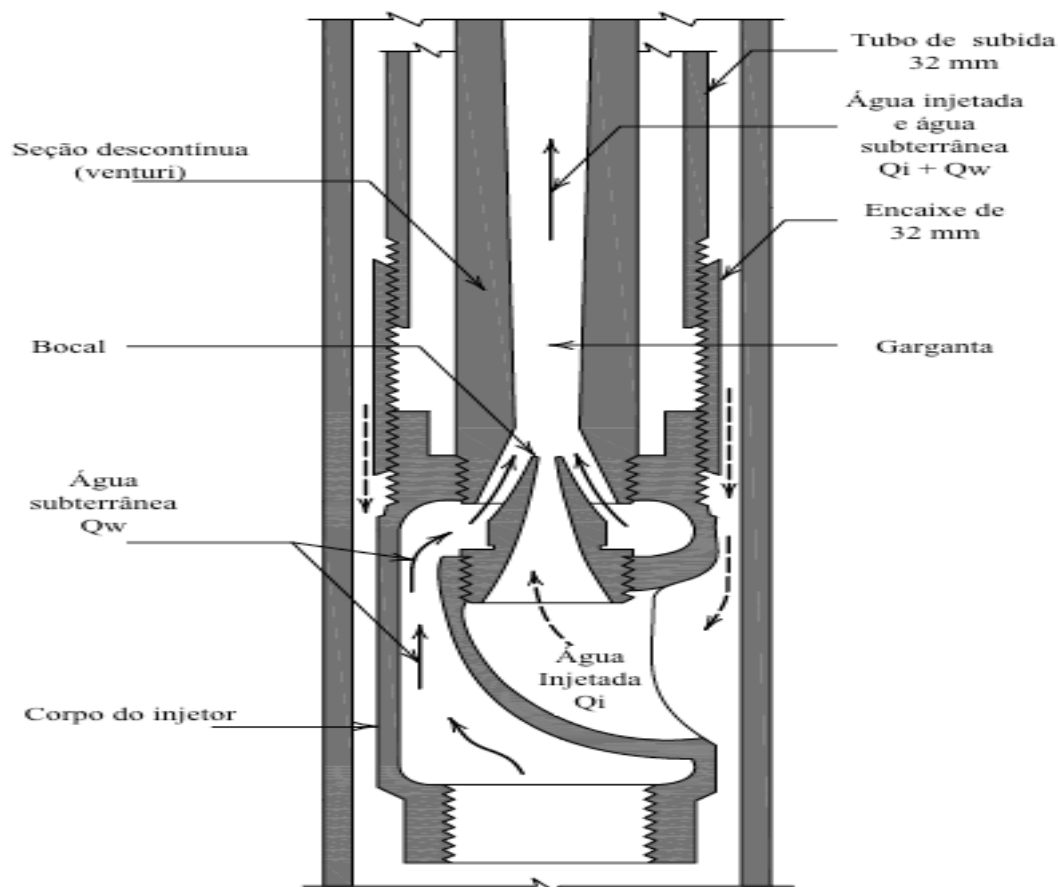


Figura 13 –Detalhamento do corpo de injetor de tubo individual (modificado - Powers, 2007)

Apesar das vantagens da utilização deste sistema, principalmente em profundidades superiores a 5 m, os poços injetores apresentam limitações inerentes. O sistema precisa ser projetado com extremo cuidado, com o preciso conhecimento das condições do local e das limitações práticas. Isto se observa, especialmente, para a ocorrência do vácuo parcial, o qual, na prática, é de difícil obtenção. Muito relacionado a este fato está ligada a baixa eficiência do sistema, da ordem de 25% (Powers, 2007). Outra desvantagem é a exigência de manutenção intensiva.

2.2.5 – DRENOS HORIZONTAIS PROFUNDOS (DHP)

O método de drenos horizontais profundos é especialmente usado em túneis e taludes de barragem, aumentando de forma econômica e rápida o fator de segurança de encostas. É acompanhado por piezômetros ou indicadores de nível d'água para um

acompanhamento mais eficaz do comportamento do maciço tratado. Também tem várias outras vantagens sobre drenos verticais, principalmente em sua habilidade de ter acesso a áreas obstruídas e para drenar zonas finas de aquíferos. São instalados por meio da perfuração do maciço com técnicas de perfuração direcionais, de forma a obter o ângulo ótimo de instalação, de 5 a 10° (Solotrat, 2015), podendo alcançar comprimentos de até 200 m (Tecper, 2012). Tal inclinação tem como razão auxiliar a percolação da água até o dreno, como ilustrado na Figura 14. Posteriormente instalam-se tubos filtrantes e se preenche a perfuração com pré-filtro de areia, de forma análoga à execução de poços verticais para ponteiras filtrantes, de forma a propiciar um caminho preferencial de percolação. Via de regra se tem um raio de curvatura de ao menos 30 m para cada 25 mm de diâmetro do tubo instalado, usualmente de PVC.



Figura 14 – Exemplo de dreno horizontal profundo (Solotrat, 2015)

Apesar das melhorias inerentes ao processo de rebaixamento, há de ressaltar possíveis efeitos colaterais que a prática causa, especialmente os recalques de estruturas vizinhas. Segundo Powers (2007), isso ocorre de diversas formas:

- quando nas escavações se utiliza o bombeamento direto em casos em que o método não era passível de aplicação, resultando nos fenômenos de areia movediça e piping na parte inferior da escavação e na perda de solo advindo de taludes ou de face de túneis. Quando o fenômeno da areia movediça ocorre na parte inferior de uma escavação, a resistência do solo subjacente pode ser prejudicada e um futuro recalque da estrutura é provável;

- quando poços, ponteiros ou outros dispositivos de rebaixamento são construídos de forma inadequada há a possibilidade do carreamento de finos do solo. A contínua remoção de finos conduz a um afrouxamento do solo por perda de coesão e, possivelmente, origina o fenômeno de piping e a formação de canais de retroerosão subsuperficiais. A subsequente compactação do solo solto ou o colapso de tais canais de erosão do solo podem causar movimentação do solo e recalque das estruturas circundantes;
- por meio da consolidação de siltes e argilas compressíveis, ou areias soltas, devido a um aumento na tensão efetiva. A consequente mudança do estado de tensões expulsa a água dos poros do solo e causa o rearranjo dos grãos em uma configuração mais densa, gerando um decréscimo em volume e recalque do solo. Estruturas localizadas acima de tais depósitos consequentemente terão recalques. Para estruturas sustentadas por estacas, esse recalque por consolidação pode criar uma força de arrasto ou uma fricção lateral negativa nas estacas, à medida que o solo circunjacente a estaca desce relativamente à estaca.

Por conseguinte, cabe ao projetista da obra analisar tais interferências, de forma a evitar tais problemas. Caso seja necessário, é recomendável a colocação de pinos e marcos de recalque nas estruturas vizinhas (Marangon, 2004), selamento de fissuras e trincas existentes e eventuais medidas jurídicas cabíveis (Grandis, 1998).

2.3 – ENFILAGENS

A aplicação de enfilagens é uma típica técnica do tipo pré-suporte, essencial para a sustentação do emboque de túneis realizados em maciços de condições geotécnicas desfavoráveis, reduzindo recalques e sustentando o terreno acima, preocupações recorrentes em túneis urbanos. São usualmente aplicadas junto a outras técnicas de suporte no emboque da obra subterrânea, visto que esta região é mais crítica muito pelo fato da tensão horizontal confinante e, conseqüentemente, o coeficiente de empuxo no repouso, K_0 , tender a valores menores próximo a escarpas, localidades em que os emboques estão localizados. Todavia, dependendo das condições do maciço a enfilagem pode ser necessária no interior do túnel, muitas vezes associada a tirantes e cambotas metálicas, propiciando segurança à frente de escavação e o aumento do passo desta (Marinos, 2014).

A enfilagem tubular, hodiernamente chamada de enfilagem, consiste na introdução no maciço de um conjunto de tubos, comumente chamados de tubos *schedule*, perfurados alinhados formando uma pré-abóbada, como ilustra a Figura 15, podendo ser injetados com calda de cimento ou não, com a calda de cimento sendo introduzida por dentro do tubo ou adjacente a ele, por meio do rompimento de válvulas-manchete. A enfilagem tubular é comumente executada de duas formas. A primeira, que consiste na perfuração do maciço com técnica rotativa com uso de água com posterior introdução do tubo no furo, é normalmente executada em rochas e maciços rochosos. Já a segunda, mais indicada para maciços menos resistentes, consiste na cravação do maciço por meio de bate-estaca, em que o tubo, com uma de suas extensões pontiaguda, é introduzido no maciço (DSI, 2015). Após o tubo estar com sua locação e espaçamentos determinados, pode-se realizar a injeção, por dentro ou no exterior do tubo, caso conste no projeto a necessidade desta. Esta injeção se dá a pressões de 10 a 25 MPa com uma relação a/c de 0,8 a 1,0, com o uso de cerca de 100 kg de cimento (Souza, 2003).

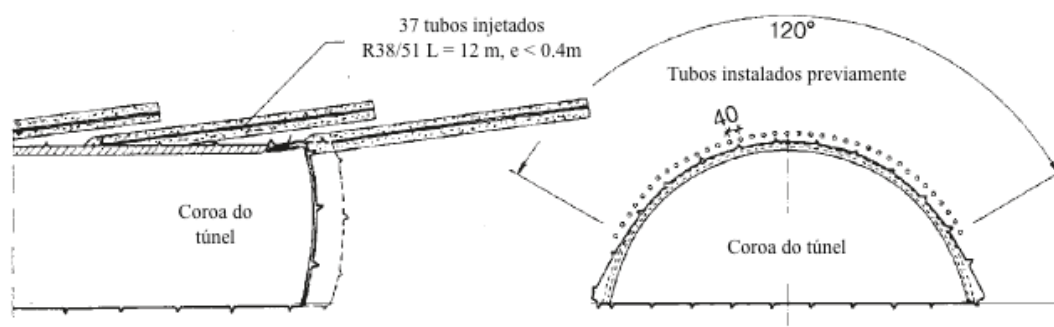


Figura 15 – Exemplo de aplicação de enfilagens tubulares (modificado – Maidl, 2013)

Na Tabela 4 podem ser vistas as especificações da enfilagem tubular. Os comprimentos referem-se à unidade, podendo atingir maiores comprimentos e diâmetros pelo rosqueamento entre hastes ou manufatura especializada em fábrica.

Tabela 4 – Especificações de enfilagem tubular

Diâmetro externo (mm)	Espessura da parede (mm)	Comprimento (m)
38	4	
51	3.2	3/4/6
51	4.5	

Fonte: DSI (2015)

Segundo Vergara (2013), outras formas de aplicação de enfilagem são utilizadas, como as enfilagens ligeiras (barras de aço ranhurado ou rosqueado, perfurado ou não), com técnicas de instalação semelhantes a enfilagem tubular, e o *jet-grouting* (coluna de solo-cimento mais barra ou tubo de aço) subhorizontal. As especificações das enfilagens ligeiras diferem apenas no diâmetro, de 20, 25, 28, 30 e 36 mm, com o mesmos possíveis comprimentos mostrados na Tabela 4.

Outro tipo de enfilagem atualmente muito utilizada são as enfilagens de barra autoperfurantes. Estas tem a vantagem em relação a barras e tubos cravados por bate-estaca por serem instaladas usando perfuração rotativa, com máquinas convencionais

(DSI, 2015). A própria barra funciona como haste de perfuração, de maneira análoga a estaca *alluvial anker*. Este tipo de enfilagem, por conta de suas características, apresenta vantagens como a possibilidade de maiores comprimentos de barra serem atingidos com luvas e o fato de não apresentar problemas quando aplicada em furos de paredes instáveis. A barra inclusive pode ser injetada, constatada a necessidade de aumento de transmissão de cargas e capacidade de carga no maciço (DSI, 2015). Na Figura 16 o procedimento de execução da enfilagem autoperfurante é descrito.

- Assentamento da barra autoperfurante e conexão com a longarina da perfuratriz


- Autoperfuração roto-percussiva sem revestimento: bite de perfuração de uso único e barra oca servindo como haste de perfuração; descarte do resíduo de solo por meio de água ou mistura água-ar


- Extensão opcional com acoplamento (luvas)


- Dissociação da perfuratriz, com injeção subsequente opcional, utilizando um adaptador



Figura 16 – Procedimento de instalação de uma enfilagem autoperfurante (modificado – DSI, 2015)

Como corriqueiro em obras geotécnicas, a abordagem empírica se faz presente no projeto de enfilagens, sendo importante o monitoramento da execução e as posteriores adaptações realizadas ao projeto piloto. Exemplo disto é o uso constante por projetistas e executoras dos sistemas RMR de Bieniawsky (1973) e o sistema Q de Barton (1974).

Entretanto, a abordagem analítica de enfilagens é necessária para o maior entendimento dessa melhoria de maciço. Segundo Vergara (2013), cada elemento próximo à enfilagem recebe uma tensão distribuída uniformemente exercida pelo maciço que o circunda como acontece em um túnel que está sendo escavado com suporte mediante cambotas. A ancoragem da interação enfilagem/maciço possibilita a mobilização da capacidade autoportante deste, limitando as deformações (Solotrat, 2015).

Para o cálculo das enfilagens, os elementos são modelados como vigas com múltiplos apoios que são as cambotas ou arcos de aço. Logo, a enfilagem é projetada para resistir momentos fletores e esforços cortantes. Neste cálculo a análise é feita entre o apoio limite e a frente da escavação, a fase mais crítica. O projetista normalmente não considera a calda injetada exteriormente à enfilagem no cálculo da resistência do maciço (Vergara, 2013), procedimento favorável à segurança. Após tais simplificações pode-se estimar a distância entre os tubos e a área de aço necessária à estabilidade local.

Apesar de obter resultados respeitáveis, este método analítico de cálculo pode negligenciar a rigidez real do apoio, o efeito do solo frente à face e a rigidez real dos tubos de enfilagem. Para obtenção de modelos mais confiáveis, especialmente em obras urbanas com baixíssima tolerância a recalques, projetistas têm usado a modelagem numérica tridimensional, conseguindo obter por meio desta um valor mais próximo aos reais deslocamentos da abóbada do túnel.

Para exemplificar a melhoria das condições de contorno do maciço por conta do uso de enfilagens com modelação numérica tridimensional, as Figuras 17 e 18 mostram os deslocamentos verticais positivos gerados pela enfilagem e a redução de deslocamentos horizontais, respectivamente.

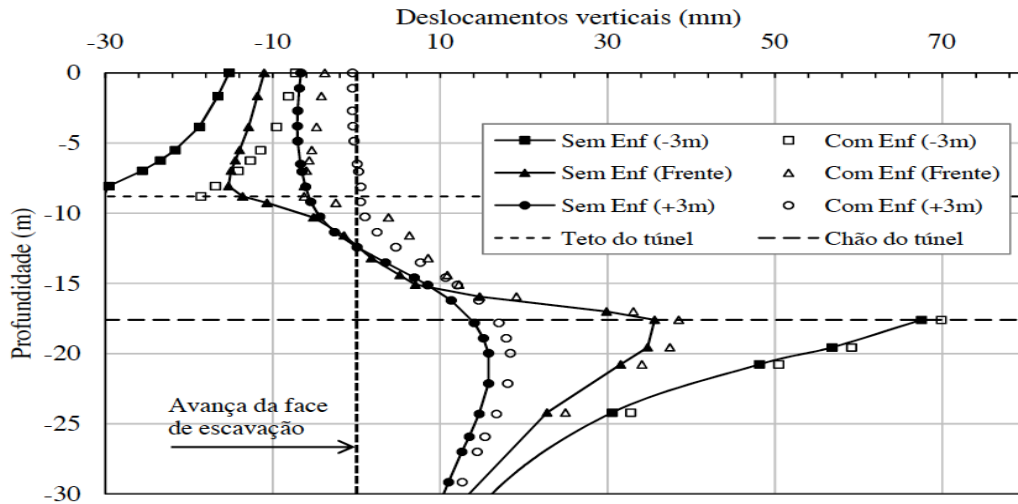


Figura 17 – Deslocamentos verticais na face, 3 m atrás da face e 3 m diante da face do túnel para uma cobertura de 1,0D, análise sem enfilagens e com 30 enfilagens (Vergara, 2013).

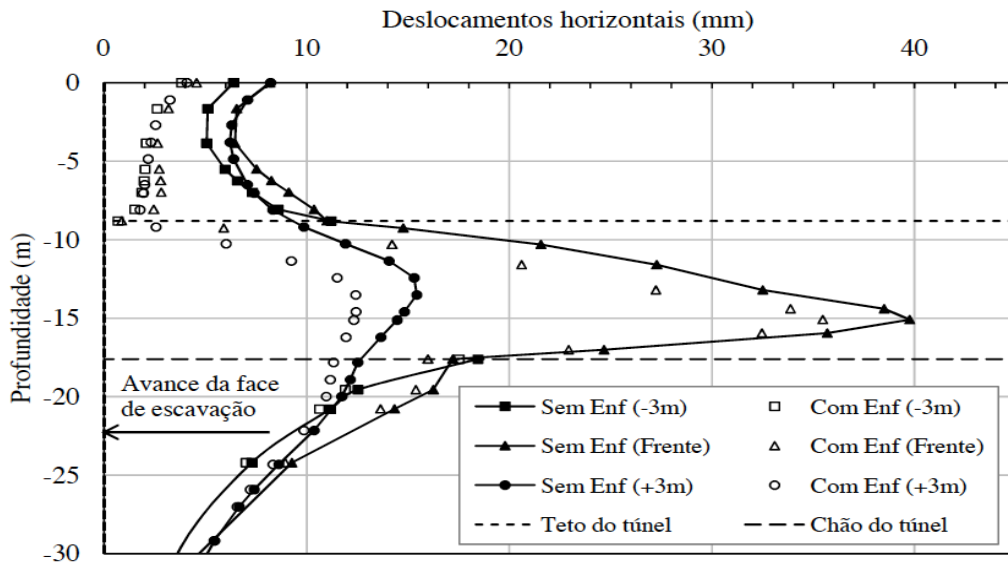


Figura 18 – Deslocamentos horizontais na face, 3 m atrás da face e 3 m diante da face do túnel para uma cobertura de 1,0D, análise sem enfilagens e com 30 enfilagens (Vergara, 2013).

2.4 – INJEÇÕES DE CONSOLIDAÇÃO

O método de tratamento por meio de injeções de consolidação tem diversas aplicações para o melhoramento de maciços. Estas injeções, apesar de comumente de graute, podem ser também de argamassa, solo-cimento ou de compostos químicos, como o silicato de sódio, a depender da necessidade da obra. Esta técnica é bastante difundida para o incremento da capacidade de carga de maciços, possibilitando minimização de recalques em estruturas existentes e caso realizada anteriormente à construção, evita que haja deslocamentos acima dos máximos admissíveis. Isso ocorre principalmente pelo preenchimento dos vazios do solo. Outras aplicações comuns são as impermeabilizações e fundações, principalmente de barragens.

Exemplos de tratamento podem ser vistos nas Figuras 19, 20 e 21:

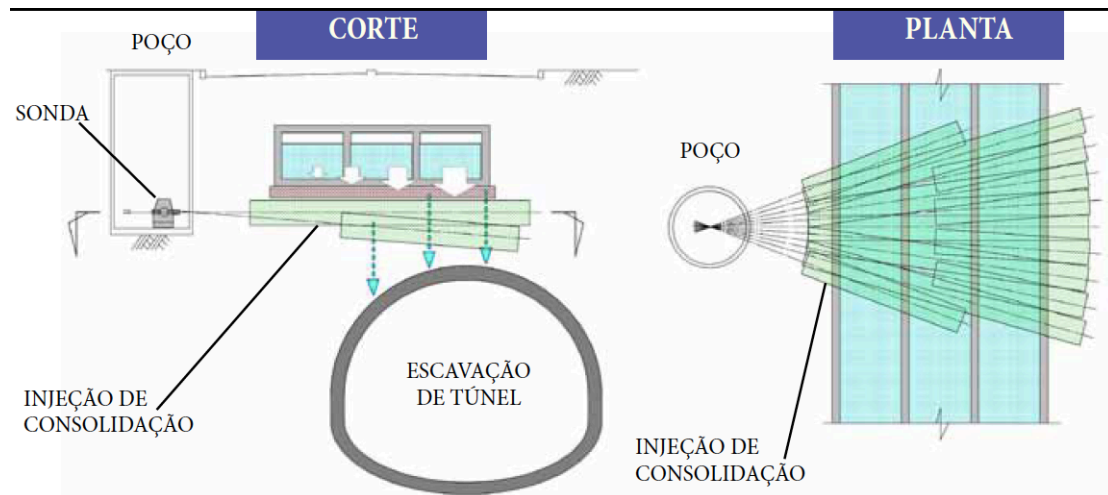


Figura 19 – Prevenção de recalque em obras subterrâneas e prevenção de infiltração em túneis (CGC, 2015)

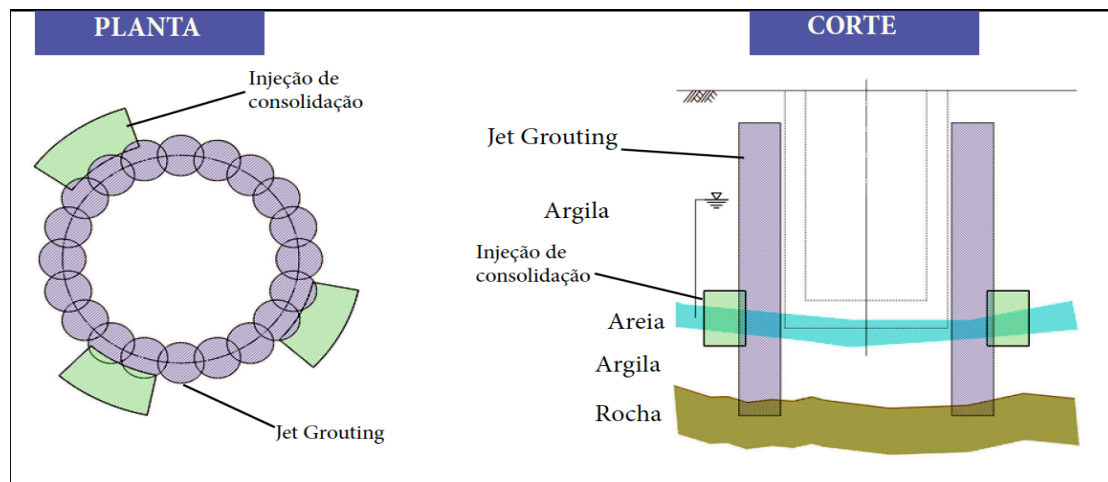


Figura 20 – Correção de tratamentos em *jet-grouting*, impermeabilizando e corrigindo os espaços não atingidos pelo tratamento anterior (CGC, 2015)

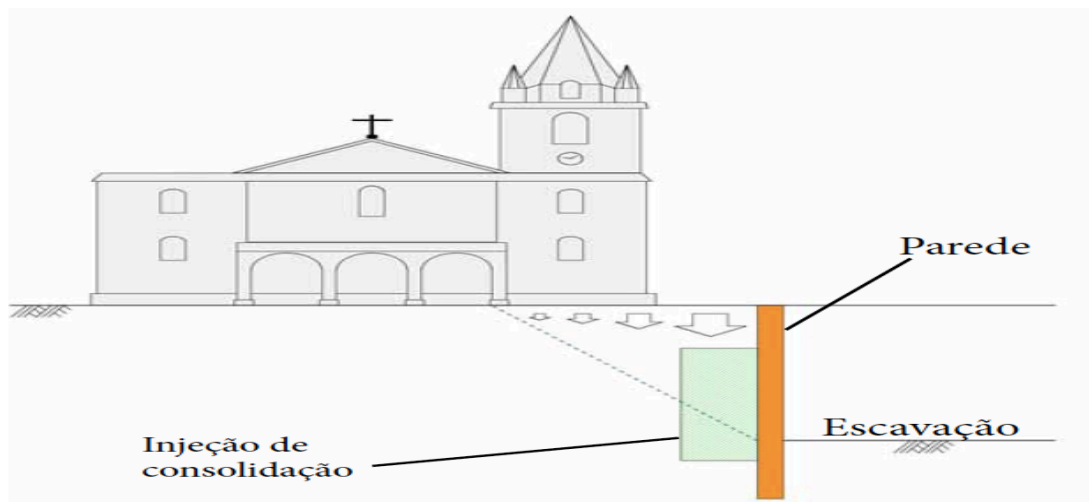


Figura 21 – Injeção de consolidação para prevenção de recalques possivelmente gerados pela escavação e para preenchimento de possíveis vazios na execução de paredes-diafragma (CGC, 2015)

O tratamento é feito por meio da injeção de material a volume e pressão controlados. No projeto delimita-se o material e a área a ser tratada, de modo que a injeção possa ser capaz de ocupar possíveis vazios, rompendo o maciço e interagindo com ele, provocando o adensamento das camadas circundantes (Solotrat, 2015).

O furo é realizado por sonda percussiva ou rotativa, normalmente vertical mas dependendo das necessidades *in situ* pode ser horizontal, após este procedimento instalam-se tubos PVC rígidos, de 2,5 a 4 cm de diâmetro, com válvulas-manchete espaçadas de 30 a 100 cm, dependentes da profundidade em que o tubo PVC está instalado. Faz-se então um preenchimento no espaço anelar entre o tubo e o furo com o material (bainha) e, após este preenchimento, observado visualmente, a executora, após passadas 12 h, realiza injeções posteriores, caso indicado em projeto, rompendo a válvula-manchete inferior e a bainha para preenchimento dos vazios do solo (Solotrat, 2015). Para controle de execução utilizam-se gráficos de injeção como o da Figura 22. Ao se observar a brusca queda de pressão sabe-se que houve o rompimento da bainha.

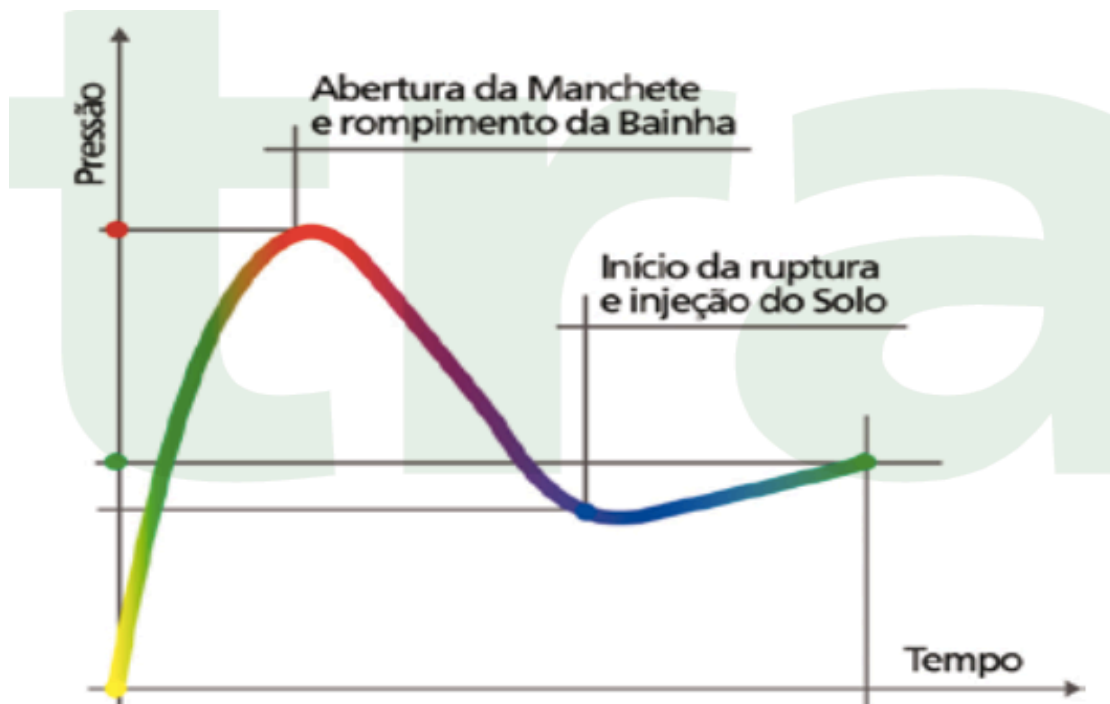


Figura 22 – Comportamento típico das pressões durante a injeção do maciço (Solotrat, 2015)

Concomitantemente à injeção, diferentes trechos do maciço são rompidos e injetados, acarretando no ligeiro aumento de pressão observado na Figura 23. Pode haver queda de pressão caso se intercepte vazios no maciço, e após tal cavidade ser preenchida a pressão tende a subir, demonstrando a ocupação do solo pelo material injetado.

Algo comum na prática é a necessidade de ajustar a quantidade de material injetado que, por escape dele para cavidades, tubulações e vazios do maciço pode resultar em desperdício. Há também o risco de fissuração de estruturas vizinhas, caso haja descontrole das pressões de injeção. Portanto, é de fundamental relevância observar atentamente o progresso das pressões, de forma a interromper os trabalhos e verificar o ocorrido.

É notável a importância do empirismo e acompanhamento simultâneo do processo de injeções de consolidação, já que o comportamento do material injetado é de alta imprevisibilidade no percurso, interação e preenchimento dos vazios do maciço a ser tratado. Todavia, é um método de tremenda versatilidade e aplicabilidade, com resultados muitas vezes satisfatórios, como exemplificado na Figura 23.

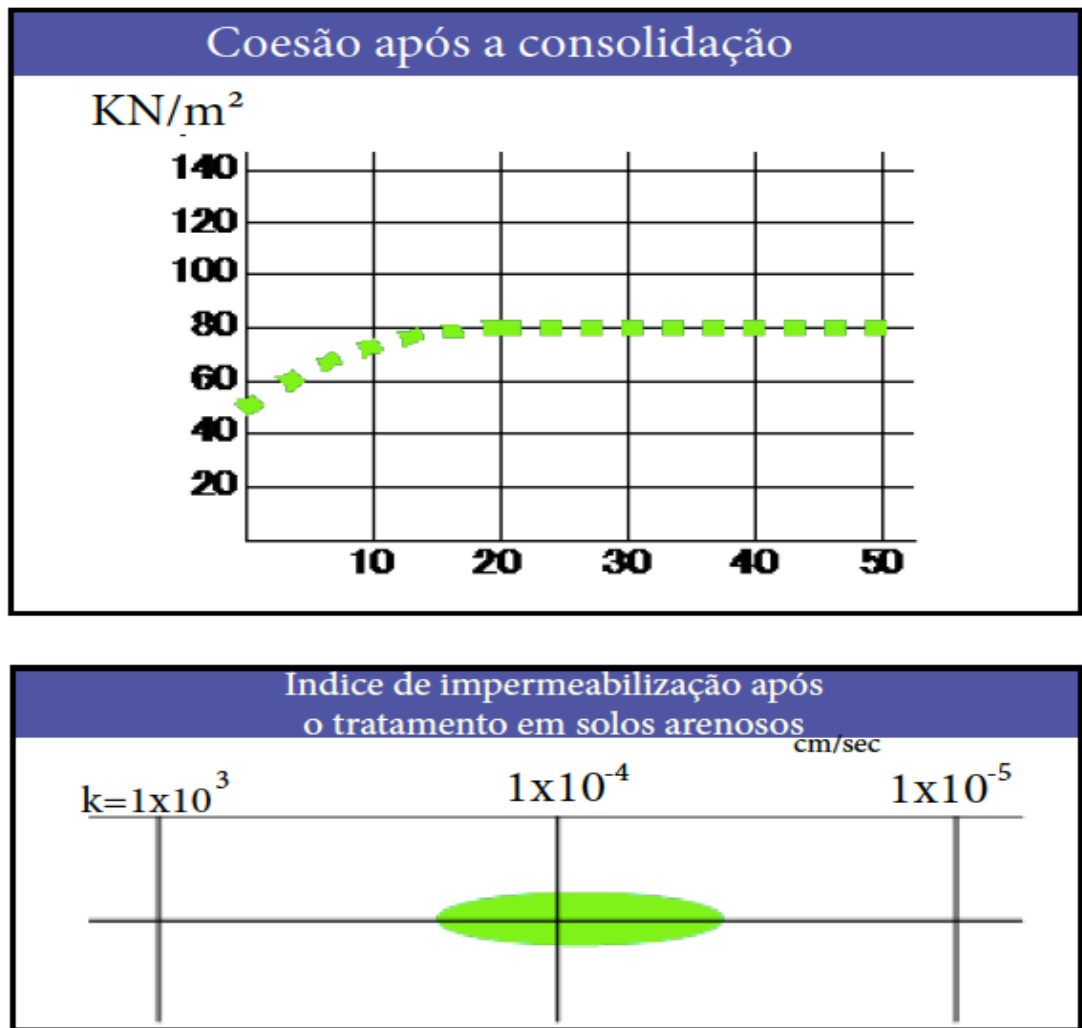


Figura 23 – Melhora nas propriedades coesivas e no coeficiente de permeabilidade de maciços pouco coesivos por meio de injeções de consolidação (CGC, 2015)

2.5 – CONCRETO PROJETADO

A técnica de concreto projetado é uma das mais versáteis da engenharia geotécnica para o suporte e estabilização de maciços. Inventado em 1907 por Carl Akeley para a recuperação da fachada do Field Columbian Museum, em Chicago, o método foi posteriormente difundido para a aplicação como revestimento de taludes e túneis.

Consiste na projeção a alta velocidade da mistura de areia, pedrisco, cimento Portland e aditivos, principalmente aceleradores de pega, por meio de um tubo flexível, o mangote, sobre superfícies, como técnica de construção. Essas altas velocidades e força de impulso subsequente são obtidas por meio do emprego corrente de ar comprimido ou uma bomba, que transporta a mistura em alta velocidade pelo mangote até que a mistura atinja a superfície a ser estabilizada (Couto, 2011). Abaixo, na Figura 24, a execução do concreto projetado é observada.

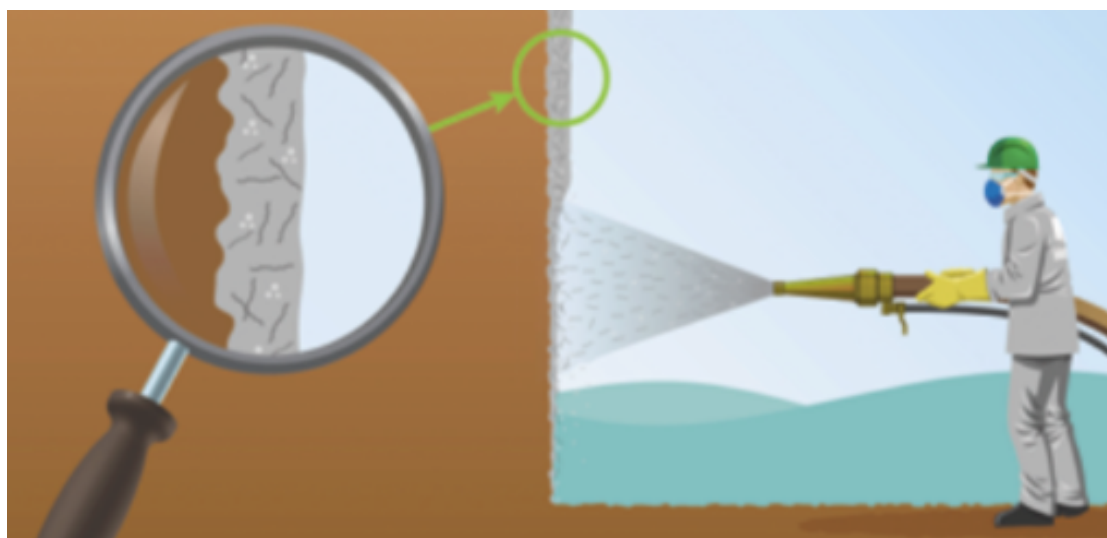


Figura 24 – Projeção de concreto reforçado com fibras (Solotrat, 2015)

Repara-se que na Figura 24 há o emprego de fibras de modo a reforçar o concreto. Essa adição de elementos de reforço, como telas de aço, fibras incorporadas (sintéticas ou de aço) e chumbadores, é interessante pelo aumento da tenacidade e ganho de ductilidade, com maior combate à tração, evitando a formação de fissuras no concreto e, com isso, a possibilidade de falha da estrutura por propagação de fissuras (Maidl *et al*, 2014). As fibras, em relação às telas metálicas, possuem a vantagem de

evitar os vazios e serem mais adaptáveis às irregularidades do maciço (Solotrat, 2015).

Existem dois tipos de concreto projetado, o projetado por via seca e o projetado por via úmida. Basicamente, a diferença entre os dois tipos é o momento da mistura dos componentes do concreto projetado. No método por via seca, a água só é misturada ao cimento, aditivos e agregados no bocal do mangote, com o mangoteiro, operário que projeta o concreto, regulando a quantidade de água. Já no método por via úmida tem todos os componentes do concreto projetado misturados anteriormente. A vantagem do método por via seca é a sua eficiência em situações em que há muitas paralisações, não havendo a necessidade de descarte da mistura. Já o concreto projetado por via úmida tem execução mais controlada e depende menos da experiência dos operadores, sendo o mais indicado para que as considerações de projeto sejam melhor consideradas.

Segundo Couto (2011), as características mais importantes do concreto projetado são a boa adaptação a diversas formas de seções e características do maciço, a ligação ao maciço em todo o contorno da superfície escavada, normalmente irregular, garantindo que o suporte se deforme na mesma medida que o maciço, com limitação de movimentos. Outra vantagem é a possibilidade de combinação com outros tipos de suporte. Nas figuras 25 e 26 pode-se observar aplicações desta técnica em obras geotécnicas.



Figura 25 – Concreto projetado para estabilização de talude de ferrovia (Solotrat, 2015)



Figura 26 – Concreto projetado para estabilização de talude do emboque e para revestimento de paredes de túnel de passagem do Shopping Iguatemi, em Brasília (Solotrat, 2015)

Como observado na Figura 26, o concreto projetado é bastante utilizado em obras subterrâneas, sendo base para o método construtivo de túneis NATM (New Austrian Tunneling Method). Tal importância ocorre por vários motivos técnicos, não só pela fácil e rápida aplicação e os preços razoáveis do método. A performance do concreto projetado como revestimento primário de túneis é considerada excelente, muito pelo fato de que os aditivos aceleradores de pega permitem que o concreto projetado tenha módulos de elasticidade razoáveis a baixas idades (Martins *et al*, 2008). Dessa propriedade resulta a minimização dos danos ao maciço por meio da evitação do afrouxamento deste. Não só o incremento de resistência proporcionado pelo suporte em concreto projetado proporciona esta performance, mas também a possibilidade de formação de um anel de suporte fechado, mobilizando o maciço circundante e possibilitando menores espessuras. Com menores espessuras, o anel de concreto projetado resiste basicamente a esforços normais de compressão, minimizando momentos fletores e esforços cortantes e conseqüentemente diminuindo a armação mínima necessária. Além disso, o revestimento em concreto auxilia na impermeabilização do suporte e evita o contato da água com outros elementos de sustentação, como cambotas metálicas. O efeito do concreto projetado associado com reforço na CRM do maciço é similar ao observado na Figura 3.

CAPÍTULO 3

ESTUDO DE CASOS

3.1 – COMPLEMENTAÇÃO DE TÚNEL PARA O RAMAL DE ACESSO AO PORTO SECO DE ANÁPOLIS

3.1.1 – INTRODUÇÃO

Como parte da implantação da EF 151 - Ferrovia Norte-Sul, de Belém/PA a Panorama/SP, a VALEC – Engenharia, Construções e Ferrovias SA licitou diversas obras auxiliares de forma a viabilizar a construção da ferrovia. No plano diretor da Ferrovia Norte-Sul há a indicação de passagem pelo porto seco de Anápolis, hoje conhecido como Porto Seco Centro Oeste S.A.. Para o ramal de acesso a este houve a necessidade de construção de dois túneis adjacentes para a passagem da ferrovia sob a BR-153, com desafios de engenharia pitorescos, vista a alta responsabilidade de engenharia em obras subterrâneas urbanas, como pode ser visto na Figura 27. Por conta de condições licitatórias e operacionais, principalmente devido ao alto volume de água *in situ*, a obra foi paralisada ainda nos taludes de emboque, restando um trecho para finalização. Neste estudo, será apresentado o detalhamento dos tratamentos necessários aos serviços complementares do túnel da ferrovia, além de apresentar resumidamente os tratamentos anteriores a estes serviços.



Figura 27 – Foto aérea da locação da obra (VALEC, 2010)

3.1.2 – CARACTERIZAÇÃO DO MACIÇO

No local de implantação do túnel foram realizadas investigações geológico-geotécnicas consistindo principalmente do exame de afloramentos e sondagens mistas ao longo do eixo. Houve também a necessidade posterior de realização de sondagens à percussão complementares. A região onde se encontra localizado o túnel é constituída pelo embasamento cristalino gnáissico do complexo Granulítico Anápolis-Itaçu, recoberto por depósitos detrítico-lateríticos Terciários. A seção geológico-geotécnica ao longo do eixo do túnel, elaborada a partir da interpretação destas sondagens, concluiu-se que, predominantemente, podiam-se notar cinco camadas que constituem o maciço, como mostram as Figuras 28 e 29. Na cobertura detrítico-laterítica foi encontrado colúvio (CO), consistindo de camada de argila arenosa porosa com laterita, espessura variável de 6 a 8 m. Já o embasamento cristalino apresentou as seguintes características:

- solo residual maduro (SRM): camada laterizada de silte argiloso, espessura variável de 5 a 9 m;
- solo residual jovem (SRJ): camada de silte caulínico-argilo-arenoso, espessura variável de 4 a 10 m;
- saprólito (SA): camada de gnaiss alterado/solo residual, espessura variável de 6 a 11 m.
- rocha alterada (RA): gnaiss medianamente fraturado.

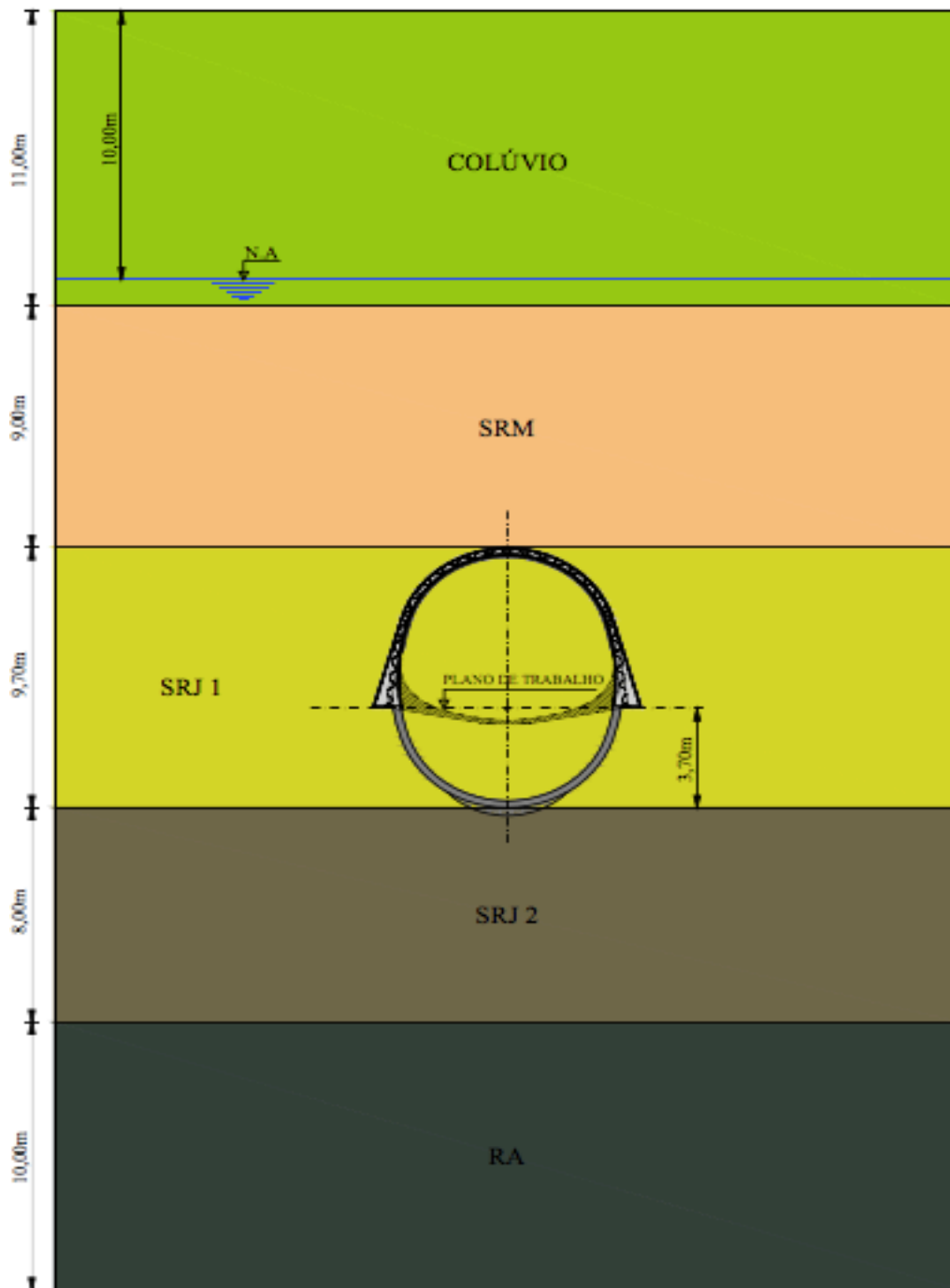


Figura 28– Seção transversal exemplo do túnel 2 (VALEC, 2010)

Por meio da análise das características do túnel e do fato que ele seria escavado em solo residual na maior parte de sua seção, com seções mistas de solo/rocha esporádicas, escolheu-se o método NATM para a realização do túnel, por sua adaptabilidade às situações inesperadas de obra.

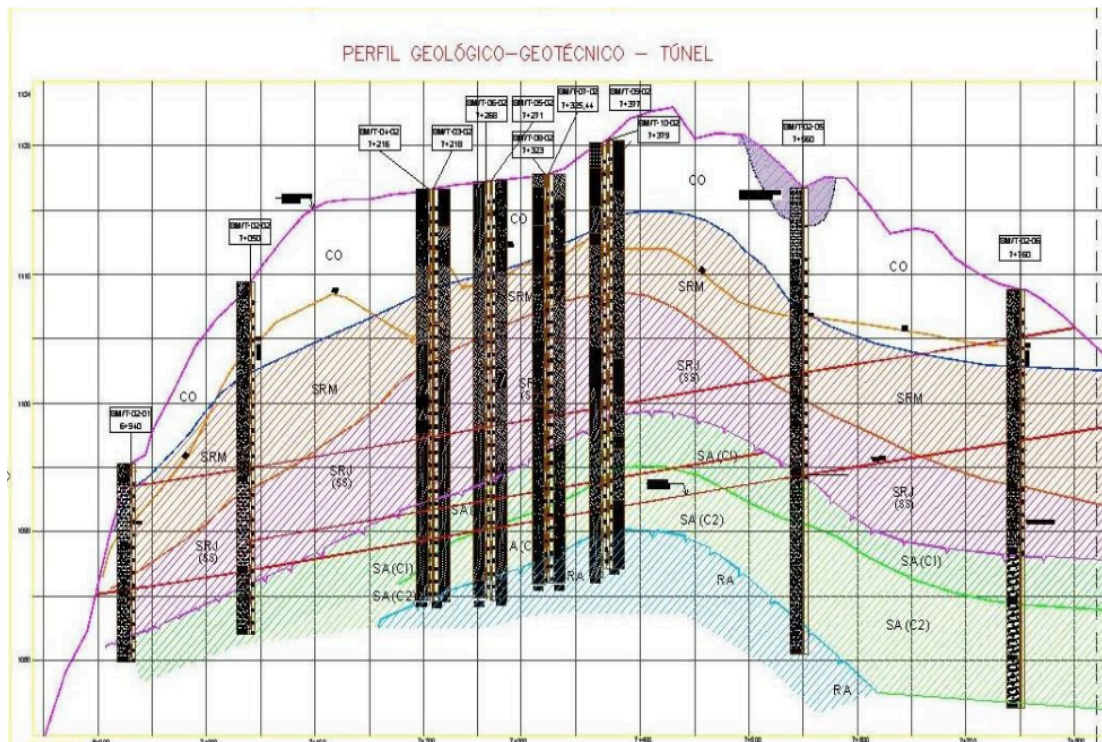


Figura 29– Perfil geológico-geotécnico do túnel (VALEC, 2010)

3.1.3 - TIPOS DE MELHORIAS DAS CONDIÇÕES DE MACIÇO ADOTADAS

Por meio do estudo das condições dos 480 m do túnel, foi detectada a necessidade dos seguintes tratamentos, antes dos serviços complementares:

- Colunas de CCP horizontais (CCPH) justapostas: o projeto previu este tratamento nos emboques e no interior do túnel. Como se pôde ver na Figura 28 um maciço pouco coesivo era característico em algumas partes do túnel, tornando o tratamento de jet-grouting monofluido necessário para adequado confinamento do maciço. Pelas características do solo encontrado, não se previu implicações para a formação das colunas.
- Enfilagens Tubulares: de maneira análoga, o projeto previu este tratamento nos emboques e no interior do túnel. Para que a perfuração permanecesse aberta foi necessária, na execução, a observação cuidadosa do tempo característico de auto-sustentação do maciço (*stand-up time*). Por uma necessidade que tal tempo fosse coerente, as enfilagens foram utilizadas nas porções em que o túnel apresentava argilas ou siltes argilosos. Uma vez que

esses solos apresentam coesão suficiente, não era necessária a secância das enfilagens;

- Agulhamento de Frente: o projeto previu pregagens de tubo PVC manchettato, se fosse observada necessidade de maior resistência, na frente de escavação. Esse tipo de tratamento visou garantir a estabilidade local da frente e funcionava como uma parede de solo grampeado;
- Rebaixamento de lençol freático: o projeto previu rebaixamento por poços injetores em seções próximas ao centro do túnel, de forma a aliviar as pressões neutras encontradas e garantir estabilidade à frente de escavação. Houve a necessidade de ponteiras a vácuo dentro do túnel, aplicadas junto aos bordos inferiores laterais. Além disso previu-se o uso de DHP's, temporários, durante a construção.

3.1.4 – EXECUÇÃO DAS MELHORIAS

Um ponto fundamental que deve ser ressaltado consiste no fato de que estes tratamentos foram utilizados em função de sua necessidade, ou seja, em função das condições específicas do maciço e da eficiência do rebaixamento que eram observadas a cada avanço pelo Acompanhamento Técnico da Obra (ATO). Nos serviços complementares à execução do túnel já haviam sido realizadas as enfilagens e pregagens de frente, que apresentaram comportamento adequado, sem necessidade de intervenções adicionais durante a execução da obra. Foram executados 10988 m de enfilagens tubulares injetadas, com 15 m cada uma, tanto em rocha como em solo, e 16236 m de enfilagem, de comprimento unitário similar. Quanto ao agulhamento de frente, utilizaram-se 7176 m de tubo PVC de 38 mm, com colunas de 12 m. Quanto aos DHPs, de função auxiliar ao prosseguimento da escavação do túnel, contou com 647,4 m, de comprimento variando conforme as condições hidrogeológicas do maciço, com diâmetro de 38 mm.

As ponteiras à vácuo, observadas na Figura 30, executadas em um trecho de 150 m, tinham comprimento de 6 m, comprimento este que é próximo ao limite superior de capacidade deste tipo de rebaixamento. Apresentavam espaçamento de 1,2 m, resultando em 1500 m de ponteiras inclinadas.

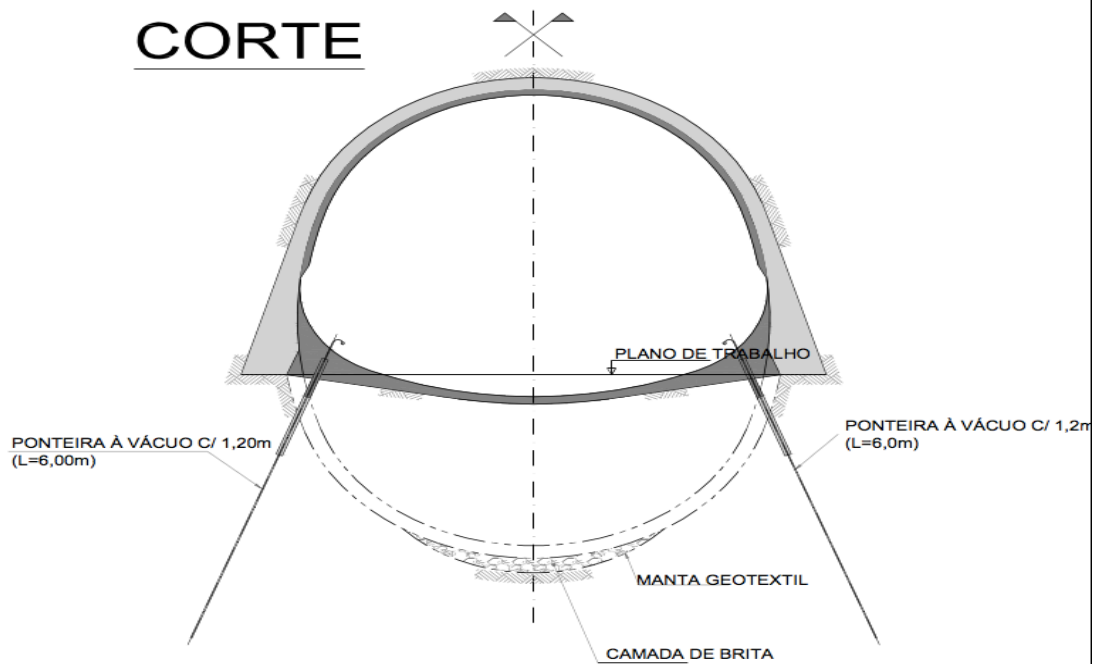


Figura 30 – Detalhe das ponteiras à vácuo dentro do túnel (VALEC, 2010)

O rebaixamento de lençol de um trecho crítico de 180 m para a escavação do túnel foi realizado por poços injetores, dispostos com 6 m de espaçamento longitudinal, 0,4 m de diâmetro e incríveis 40 m de profundidade 30 m em solo e 10 m em rocha, resultando em 2400 m totais de furos. Para auxiliar o monitoramento destes 60 furos de rebaixamento foram feitos 12 piezômetros, de mesma profundidade.



Figura 31 – Detalhe do sistema de poços injetores provisórios (Barbosa, 2012)

3.1.5 – CONCLUSÕES

A retomada de obras previamente paralisadas é sempre complicada, porém por meio do auxílio de sondagens e estudos anteriores detalhados do local, com retroanálise do projeto previsto e a preliminar antecipação de possíveis problemas encontrados, houve êxito no prosseguimento da obra.



Figura 32 – Autor desta monografia, à esquerda, junto ao mestre-de-obras da Solotrat, Marcelo Silva, a responsável pelo rebaixamento por poços injetores da obra. Vê-se o detalhe do emboque Sul do túnel. (Barbosa, 2012)

3.2 – TÚNEL PARA NOVA BRITAGEM DA FÁBRICA DE CIMENTOS CIPLAN - SOBRADINHO

3.2.1 – INTRODUÇÃO

Como parte da ampliação das operações de uma fábrica de cimento, em Sobradinho - DF, a CIPLAN – Cimento Planalto SA, necessitou de obras auxiliares de forma a viabilizar a extração de brita calcária. Entre estas, um túnel para nova britagem, de forma a auxiliar o transporte de material da pedreira para o posterior processamento, como observado na Figura 33. O túnel, apesar de estar em área que permite maiores interferências, contou com obstáculos de engenharia, não só pelo prazo curto dado a empresa executora, mas também pelo uso de diversas técnicas para a exequibilidade do empreendimento, como a presença de um túnel falso (prolongamento da seção do túnel para correção do emboque de azimute não paralelo à seção transversal do túnel) para posterior junção à estrutura pré-moldada inferior. Neste estudo, será apresentado detalhamento dos tratamentos adotados na execução desta obra.



Figura 33 – Foto aérea da localização da obra (modificado - Google Earth, 2015)

3.2.2 - CARACTERIZAÇÃO DO MACIÇO

No local de implantação do túnel foram realizadas investigações geológico-geotécnicas consistindo principalmente do exame de sondagens mistas ao longo do eixo do túnel. A seção geológico-geotécnica ao longo dele, elaborada a partir da interpretação destas sondagens, chegou à conclusão que, predominantemente, podiam-se notar duas seções-tipo para o túnel, que se encontrariam posteriormente. A seção A-A, representada na Figura 34, consiste de um maciço com cinco camadas:

- matacão de marga, de 0 a 3 m;
- rocha calcária extremamente fraturada, de 3 a 4,5 m;
- argila arenosa porosa, de 4,5 a 9 m;
- matacão de marga, de 9 a 10,5 m;
- rocha calcária extremamente fraturada, como camada inferior.

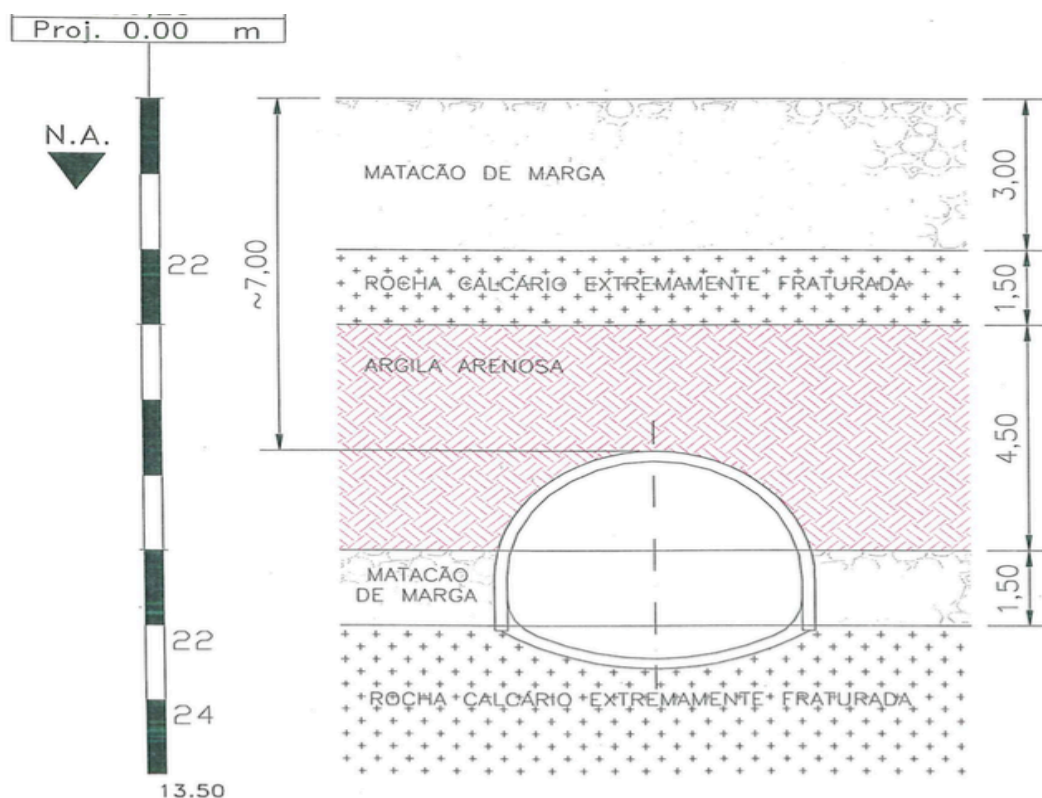


Figura 34 – Seção A-A do túnel (Teixeira, 2012)

Nota-se que o nível d'água antes da execução estava a aproximadamente 2 m de profundidade.

Já na seção B-B, representada na Figura 35, o maciço estudado apresentou sete camadas diferentes:

- matacão de calcário, de 0 a 1,5 m;
- argila arenosa, de 1,5 a 4,5 m;
- matacão de calcário, de 4,5 a 6 m;
- rocha calcário extremamente fraturada, de 6 a 9 m;
- silte arenoso, de 9 a 13,5 m;
- matacão de calcário, de 13,5 a 15 m;
- rocha calcária extremamente fraturada, como camada inferior.

Assim como na seção A-A, a seção B-B apresentava nível d'água a 2 m de profundidade. Como pode ser observado nas Figuras 34 e 35, o eixo do túnel passa por seções mistas em rocha sedimentar e argila arenosa, requerendo as adaptabilidades construtivas do método NATM, inclusive com o uso de escavação a fogo. Tais seções obviamente, por se encontrarem ao longo dos 294 m de túnel, executado em duas frentes de escavação, uma em rocha e outra predominantemente em solo, requereram considerações complementares para os tipos de melhorias adotadas no maciço.

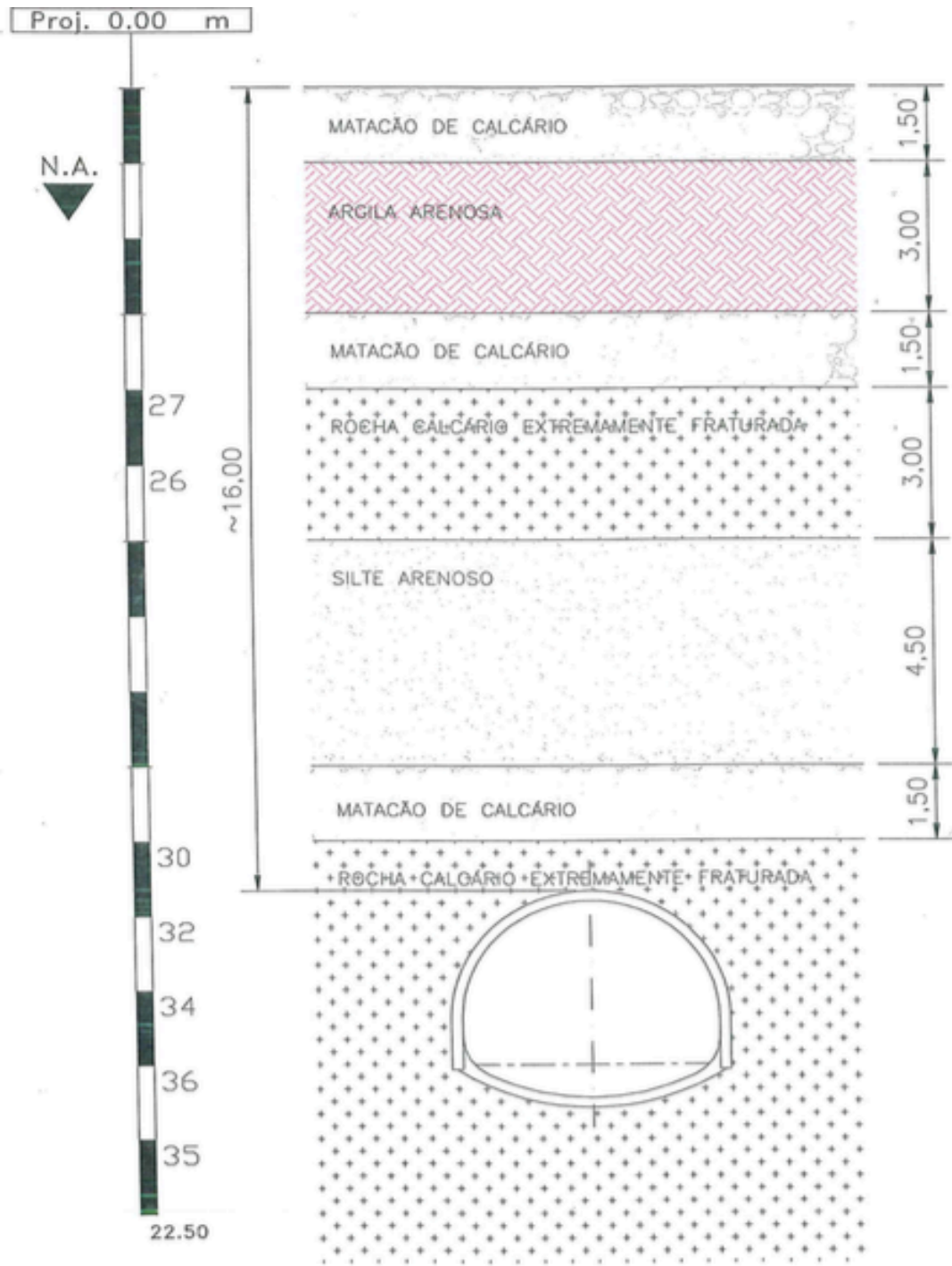


Figura 35 – Seção B-B do túnel (Teixeira, 2012)

3.2.3 - TIPOS DE MELHORIAS DAS CONDIÇÕES DE MACIÇO ADOTADAS

Por meio do projeto, elaborado pela A.H. Teixeira Consultorias e Projetos S/S, foi detectada a necessidade dos seguintes tratamentos:

- Enfilagens tubulares: o projeto previu este tratamento nos emboques, mostrados nas Figuras 36 e 37, já que no interior do túnel o maciço apresentava resistência suficiente para o passo de escavação utilizado, de 1,2 m. Para que a perfuração permanecesse aberta foi necessária, na execução, a observação cuidadosa do *stand-up time* característico do maciço. Pela observação que o solo apresentava certa coesão (50 kPa), não era necessária a secância das enfilagens, executadas com tubos schedule;
- Alívio de pressões neutras: o projeto previu a instalação abaixo da região da soleira do túnel um dreno constituído por uma vala de brita e tubo perfurado corrugado, envoltos em geotêxtil (filtro). Esse tipo de tratamento permanente, de captação de água do lençol freático por meio de drenos, foi realizada para garantir a drenagem acabada da esteira transportadora. Durante os trabalhos de escavação previu-se a ocorrência de percolação de água do lençol freático para o interior do túnel, necessitando assim de DHP's de modo que a escavação fosse executada com volume de água reduzido, evitando acidentes;
- Enfilagens de barra injetadas com resina: o projeto não previu este tratamento, mas houve a percepção que a execução desta técnica no emboque B-B, em rocha, seria mais adequada do que o uso de enfilagens tubulares, já que estas, por terem maior diâmetro, seriam de difícil inserção na rocha pelas vias convencionais;
- Injeção de consolidação: não foi prevista no projeto, mas devido a transição da seção em rocha para a seção com predominância de solo, houve a necessidade pontual deste tratamento na abóbada do túnel nesta transição.

3.2.4 – EXECUÇÃO DAS MELHORIAS

Assim como no primeiro estudo de caso, há que ressaltar o fato de que estes tratamentos foram utilizados em função de sua necessidade, ou seja, em função das

condições específicas do maciço e da eficiência do rebaixamento que eram observadas a cada avanço pelo Acompanhamento Técnico da Obra (ATO), realizado pela Solotrat Centro-Oeste Engenharia Geotécnica. Como veremos abaixo, este acompanhamento constante foi eficaz não só em garantir a boa performance da obra, mas também em rapidamente decidir pelas injeções de consolidação a baixas pressões de forma a obter sucesso na transição de seções do túnel.



Figura 36 – Detalhe do emboque A-A, com enfilagens na abóbada e DHP's na parte lateral inferior do túnel (Barbosa, 2012)



Figura 37 – Execução de enfilagens de barra injetadas com resina no emboque B-B (Barbosa, 2012)

Um exemplo do eficaz acompanhamento técnico da obra foi a rápida solução por injeções de consolidação no encontro das frentes, em que se observou o deslocamento local de concreto projetado, indicando energia de deformação excessiva concentrada na abóbada naquela seção, como observado na Figura 38. Por meio da intempestiva aplicação da solução mencionada pôde-se evitar maiores danos.



Figura 38 – Detalhe do deslocamento encontrado (Barbosa, 2012)

3.2.5 – CONCLUSÕES

A obra foi bastante interessante, por cada frente estar utilizando uma metodologia de escavação diferente, dentro das técnicas do NATM, com a frente do emboque B-B utilizando predominantemente escavação a fogo e a frente do emboque A-A utilizando a parcialização da escavação. Além disso, a necessidade de encontro entre a seção em túnel de seção oval com a galeria de seção retangular, como mostrado nas Figuras 39 e 40, mostrou mais uma faceta deste túnel que mostra uma compatibilização de engenharia pitoresca, tornando a obra distinta em relação a vários

outros túneis de mineração, um dos motivos pelo qual esta obra foi a escolhida para a realização das simulações numérico-computacionais.



Figura 39 – Interior do túnel pronto em processo de acabamento para a colocação da transportadora. Detalhe dos agulhamentos com tirantes nas laterais. (Barbosa, 2012)



Figura 40 – Detalhe da transportadora instalada e da junção entre o túnel, em formato oval e a galeria, em formato retangular (Barbosa, 2012)

CAPÍTULO 4

SIMULAÇÕES NUMÉRICO-COMPUTACIONAIS

4.1 – INTRODUÇÃO

A análise de túneis por métodos analíticos pode gerar erros na previsão de esforços e deformações ao longo do túnel. Segundo Martins *et al.* (2008), as deformações do maciço dependem do método construtivo, do tipo do maciço, do sistema de suporte e do tipo de análise realizada, comumente baseada em Hoek & Brown ou Mohr-Coulomb. Pode-se acrescentar nestes fatores que influenciam as deformações do maciço o tipo de melhoramento das condições de contorno realizado. Com estas variáveis envolvidas, a análise de um túnel somente consegue ser representada realisticamente por um conjunto de equações diferenciais parciais não lineares, que um meio em equilíbrio deve satisfazer. Como o comportamento de um túnel não é caracterizado por uma solução analítica de forma fechada, é necessária a utilização de ferramentas mais potentes para adequada previsão do desempenho dessa obra de arte.

Para a resolução das equações que emulam o comportamento do túnel, pode-se utilizar simulações numéricas paramétricas computacionais, de forma que a previsão do desempenho seja mais precisa, de acordo com um modelo. Segundo Villalba Fiore (2015), tais simulações são especialmente úteis para a compatibilização do comportamento do revestimento do túnel com o comportamento do maciço, diretamente relacionados aos deslocamentos induzidos ao longo da vida útil de um túnel.

4.2 – HISTÓRICO

As simulações computacionais reproduzem o comportamento de um sistema, a partir da modelagem deste. Elas foram desenvolvidas juntamente ao desenvolvimento do computador, principalmente após a Segunda Guerra Mundial. Com o uso das simulações computacionais é possível gerar uma amostra dos cenários representativos para um modelo em que uma completa enumeração de todos os possíveis estados de tal modelo seriam proibitivos, caso de um túnel. É possível comparar os resultados experimentais com os resultados da simulação e com as previsões teóricas, podendo-se refinar uma teoria ou um modelo.

Existem diversos tipos de análise computacionais, e, dentre estas, há diversas que podem ser úteis para a análise e projeto de um túnel. Um exemplo seriam as simulações estocásticas, que são bastante utilizadas para prever a possibilidade de que um evento qualquer ocorra por meio da geração de números aleatórios. Esta análise é utilizada para o cálculo moderno do fator de segurança de túneis; outra finalidade seria a previsão de que um incêndio ocorra no interior de um túnel rodoviário, por exemplo.

Já para a análise de esforços quasi-estática de uma seção do túnel, isto é, de um elemento de baixa inércia em que se pode considerar o evento como estático, como muitas vezes é o maciço circundante, o método de elementos finitos se mostra adequado. Tal método consiste numa técnica numérica para encontrar soluções aproximadas para problemas de contorno que consistem de equações diferenciais parciais, como é o problema de equilíbrio do túnel. Isso é possível por meio da discretização do problema em partes menores, os elementos finitos, tornando a tarefa de programação mais automática.

O método de diferenças finitas (MDF) pode ser usado para modelagem de túneis, porém o uso do método dos elementos finitos (MEF) tem se mostrado mais vantajoso principalmente na modelagem de geometrias complexas, como é o caso de túneis. O MDF tem a limitação de utilizar cubos como elementos de discretização, enquanto o MEF utiliza elementos de diversas formas, podendo simular com maior acurácia malhas pouco regulares. Segundo Akhaveissy (2011) muitos pesquisadores têm preferido simular o processo de tunelamento utilizando o MEF. Eles normalmente

usam os critérios de ruptura de Mohr-Coulomb e von Mises para as modelagem bi e tridimensionais.

4.3 – MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS APLICADO À PROBLEMÁTICA DO TÚNEL

A subdivisão de um problema em partes menores, como no caso da análise por meio de elementos finitos, possui muitas vantagens. A captura dos efeitos locais, a representação geométrica do problema de forma mais realista e a consideração das propriedades dos materiais com boa especificação, mesmo que não lineares, permitem gerar uma representação da solução que consegue ser mais facilmente visualizada.

Segundo Saré (2007), numa obra de túneis há uma série de variáveis envolvidas, como as peculiaridades geológicas e de confinamento de encostas, a geometria irregular da escavação, particularmente nos emboques, que leva à perda de confinamento, a dificuldade de obtenção de parâmetros confiáveis do maciço em função do tipo de ensaio e da trajetória das tensões, entre outros aspectos que aumentam a demanda por uma análise por MEF.

Outro fator que incentiva o uso da análise MEF pelos engenheiros geotécnicos é que a análise por meio de métodos empíricos tem algumas desvantagens, exemplo disso é o fato de que o efeito da perda de volume causado pela construção de um túnel só é considerada de forma implícita no método empírico (Bakker, 2003).

Apesar disso, a análise por MEF tem análises mais efetivas quando compatibilizada às análises empíricas, principalmente por meio do novo método implícito (NMI). O objetivo do NMI, que depois se mostra válido para um problema geotécnico, é estimar a convergência de um túnel com suporte a partir de um túnel sem suporte. É de grande utilidade, já que se consegue estimar a rigidez do suporte a partir de uma análise dos dados instrumentais. O método faz isso a partir de uma transformação geométrica simples, por meio de funções de forma. Além do NMI, faz-se uso de outras análises empíricas mais simples, que servem de boa referência e instrumento de comparação às simulações computacionais. Juntamente ao ponto de vista geotécnico apurado e a experiência, são importantes para o projeto de túneis (Bakker, 2003).

Corroborando o fato de que mesmo com as vantagens inerentes ao processo do MEF, os profissionais de projeto precisam de confiabilidade em simulações computacionais, sendo necessária a validade do modelo de simulação; logo, verificação e validação com o modelo, a prática e a teoria são cruciais para o

desenvolvimento dessas simulações. Outro aspecto importante é a reprodutibilidade dos resultados, o que significa que um modelo de simulação não deve proporcionar uma resposta diferente para cada execução, sendo necessário o uso da instrumentação de campo para isso.

Com tal preocupação em mente, os projetistas de túneis embora normalmente utilizem o MEF pelos fatores acima mencionados, devem levar em conta, segundo Akhaveissy (2011), que tais modelos podem não fornecer generalidade suficiente em termos da dependência do caminho das tensões, da não-linearidade, da adequada modelagem da resposta volumétrica e de cisalhamento do maciço e a relaxação de tensões, o que pode dificultar a validação.

Entretanto, a causa implícita de erros passados relacionados a esses fatores, no processo de simulação de escavações, segundo Akhaveissy (2011), ocasionou-se pela determinação inconsistente das forças de tração nodais equivalentes dos elementos de contorno. Apesar disso, o revestimento de túneis trabalha predominantemente à compressão e esses erros advindos de tal determinação inconsistente tem menor incidência nos softwares modernos de simulação numérica paramétrica computacional de túneis. A razão disso se dá porque os softwares modernos utilizam um método que usa forças nodais equivalentes determinadas a partir de cargas e tensões internas, tornando-as livres de tais equívocos, representando, pois, que a problemática de túneis é bem considerada pela análise computacional por meio do MEF.

4.4 – SOFTWARES PARA ANÁLISE DE ESFORÇOS EM TÚNEIS

Para a análise dos esforços de túneis existem vários softwares que conseguem simular os resultados de forma próxima à realidade. Para se escolher o software a ser utilizado para as simulações numéricas paramétricas computacionais deste trabalho, utilizou-se como critérios de escolha a aplicabilidade dos mais usados no mercado ao problema a ser analisado e a viabilidade de uso do programa em uma monografia de graduação.

Dentre os softwares, destacaram-se o Phase² 9.0, o CESAR-LCPC v5, o FLAC 7.0 e o PLAXIS. O Phase² 9.0, produzido pela *RocScience*, é especialmente útil para estimar deformações em túneis circulares ou quase circulares escavados em rochas frágeis, além de ser um programa de fácil visualização da interação de diferentes tipos de suporte com o maciço. Apesar disso, não foi escolhido por não ter uma resposta tão boa em modelagem de maciços em solos, material presente em parte importante do maciço do túnel a ser analisado neste trabalho.

Já o CESAR-LCPC v5, produzido pela *itec*, por ter sido usado em importantes projetos de túnel, como o metrô do Cairo, tem como vantagem não só sua validação, mas também a sua capacidades em modelar projetos de geometrias simples, como análises axissimétricas, análise em que se considera que as deformações radiais são iguais em todas as direções. Além de projetos mais simples, o software consegue simular interseções 3D complexas com aplicações aos vários métodos de tunelamento. Todavia, por possuir uma interface complexa, não foi escolhido.

O FLAC 7.0, produzido pela Itasca, diferentemente dos outros programas, usa o método das diferenças finitas, ao invés do MEF, acarretando uma análise mais rápida porém de difícil implementação quando se encontra uma geometria complexa, como no emboque de um túnel. Além disso, no método das diferenças finitas, quando há equações diferenciais conservativas, como no caso das condições de equilíbrio de um túnel, o método é menos confiável. Por essas razões e também por ser um software de difícil assimilação a uma monografia de graduação, o FLAC 7.0 não foi utilizado neste trabalho.

O PLAXIS, produzido pela PLAXIS, tem diversas vantagens. Por meio do MEF consegue simular complexas geometrias e também realiza análises mais simples, como as axissimétricas. É um software constantemente atualizado, muito

pelo fato do desenvolvimento do programa ser afiliado à Universidade de Delft, na Holanda. Também por conta deste suporte acadêmico, há uma vasta bibliografia técnica que o valida, levando-o a ser utilizado no projeto de vários túneis, principalmente na Europa (Bakker, 2003 e PLAXIS, 2010). Além dos motivos acima, o PLAXIS foi escolhido por ser adequado à uma monografia de projeto final de graduação, pela sua interface mais compreensível.

4.5 – VALIDAÇÃO E VERIFICAÇÃO

A fim de justificar a utilização de um software é necessária a adequada reprodutibilidade dos resultados de campo. Por conta dessa preocupação, o software escolhido, PLAXIS, será sucintamente avaliado compatibilizando-o com o problema analisado nesta monografia.

Por meio do observado nos manuais de utilização do PLAXIS, pode-se adaptar o software à análise de um túnel de forma a simular, com grau de confiança adequado, o comportamento mecânico deste. Para o túnel analisado, foram adotadas as seguintes hipóteses e modelos constitutivos:

- maciços com comportamento elástico perfeitamente plástico e critério de ruptura de Mohr-Coulomb;
- suporte com comportamento elástico-linear;
- suporte contínuo fechado (concreto projetado e concreto pré-moldado);
- túnel com seção geométrica constante;
- elementos finitos com 6 nós nas simulações em 2D e com 15 nós nas simulações em 3D;
- passo da escavação constante;
- escavação com calota e bancada.

Essas hipóteses podem ser justificadas. Segundo PLAXIS (2010), numa análise bidimensional, mesmo descartando as descontinuidades geométricas de um túnel real é possível chegar a resultados próximos à realidade, com diferenças mais representativas em relação às soluções analíticas para determinação de deformações somente para anéis de grande espessura, em que se encontrou variação de 6%. Ainda assim, ao considerar grandes espessuras, tem-se que a análise de momentos fletores e de esforços normais na parede do túnel varia a no máximo 4% para momentos e 0.04% para esforços normais em relação às soluções analíticas. Em relação à adoção de um modelo elástico-linear, segundo Machado (2011), mesmo quando não há a consideração de aspectos como fluência, retração e reologia do concreto, consegue-se obter valores próximos aos encontrados em campo, principalmente com o uso da análise tridimensional. Apesar disso, segundo Gouw (2014), a consideração de um

suporte com comportamento elástico-linear deve ser usada com cautela, já que pode haver uma superestimativa da resistência estrutural do suporte, o que não ocorreu nas simulações numérico-computacionais deste trabalho. Já sobre assumir que o critério de ruptura se dá por Mohr-Coulomb, há a limitação causada pelo uso da coesão e do ângulo de atrito interno como representativos do comportamento do maciço e o fato do PLAXIS utilizar um módulo de elasticidade secante do maciço, E_{50} , obtido por correlação com estes parâmetros. Há dois problemas advindos destas limitações com o modelo constitutivo. O primeiro vem do fato de Akhaveissy (2011) e Gouw (2014) sugerirem o uso do modelo *Hardening Soil*, por este considerar o efeito do confinamento no módulo de elasticidade do maciço e utilizar como parâmetros de entrada resultados de testes triaxiais, que representam melhor o comportamento do maciço. Como não foram feitos testes triaxiais no túnel estudado e outros autores, como Hoek (2004) e Villalba-Fiore (2015), consideram que o uso deste modelo constitutivo consegue representar adequadamente o comportamento de maciços de túneis, optou-se por continuar usando este modelo. O segundo é o uso do módulo de elasticidade, E_{50} , pelo PLAXIS, o que pode subestimar as deformações para cargas que solicitem mais que 50% do maciço e superestimar as deformações para cargas que solicitem menos que 50% do maciço (Gouw, 2014). Logo, para fatores de segurança menores que 2 o software pode perigosamente gerar deformações menores que as esperadas. Esta limitação não se desdobrou em problemas para este projeto, já que Teixeira (2012) utilizou um fator de segurança igual a 6.

Julgou-se que assumindo tais aspectos, apesar de serem simplificadores, não se comprometeria a análise do túnel estudado, da Nova Britagem CIPLAN, em sua porção escavada. Lá, o túnel seguiu o método construtivo NATM com parcialização de escavação, por meio de calota e bancada, e passo de escavação aproximadamente constante, justificando assim a adoção de tais hipóteses. Já sobre a escolha da obra, esta foi escolhida para análise pelo motivo de que além de estar mais próxima a Universidade de Brasília, localidade em que este trabalho foi realizado, podendo ser visitado mais vezes, o túnel apresentava seções diversas, em rocha e em solo, sendo um objeto mais peculiar para estudo.

4.6 – DIMENSÕES DA SIMULAÇÃO

Para a simulação do PLAXIS, foi determinado, por meio do estudo de trabalhos semelhantes, quão detalhada precisaria ser a análise a fim de que os resultados fossem satisfatórios. O software PLAXIS apresenta duas versões, uma bidimensional e outra tridimensional. Apesar de a versão tridimensional oferecer resultados mais próximos à realidade, há situações em a análise bidimensional tem eficácia equiparável. Portanto, tentou-se utilizar a versão bidimensional o mais constantemente possível pela sua maior simplicidade de uso e menor tempo de processamento, que é, em alguns casos, dez vezes mais rápido que na simulação tridimensional.

Segundo Villalba Fiore *et al.* (2014), o problema 3D pode ser simplificado a um problema 2D axissimétrico sem comprometimento da análise. Isso é permitido pela simplificação utilizada que o revestimento tem espessura constante e é feito de um material homogêneo e isotrópico, com a face do túnel plana e vertical. No caso do túnel analisado, as seções que serão consideradas bidimensionais são aquelas que não são próximas aos emboques. Os emboques serão analisados de forma tridimensional, seguindo recomendação de Villalba Fiore (2015), que considera que para representar os fenômenos de transferência de carga do maciço para o suporte fielmente, levando em consideração os estados triaxiais de deformações e tensões, nestas regiões, recomenda-se utilizar a simulação tridimensional.

4.7 – ETAPAS DA SIMULAÇÃO NUMÉRICA

Para a realização das análises no PLAXIS, utilizar-se-á como base a seguinte metodologia empregada com sucesso por Bakker (2003):

- Primeira etapa - Modelagem do problema com a correta especificação das condições de contorno (parâmetros geológicos/geotécnicos, materiais, definição de pontos fixos, geometria do problema).
- Segunda etapa - Tensões iniciais calculadas utilizando um procedimento K_0 ;
- Terceira etapa - O revestimento do túnel é ativado enquanto simultaneamente parte do solo no interior do túnel é desativado, de acordo com o método de escavação. Tal passo é realizado para implicitamente desativar o peso do maciço. O peso e as tensões da água continuam ativos;
- Quarta etapa – O peso da água subterrânea é removido, de forma que o túnel, após esse passo, está ‘seco’;
- Quinta etapa – A perda de volume no fundo, incluindo os efeitos do processo de grauteamento (projeção de concreto projetado), é modelada aplicando uma contração cilíndrica, com uma porcentagem específica do volume do túnel, para modelar uma perda de volume V ;
- Sexta etapa - Cálculo dos efeitos de deformação a longo prazo.

Por meio destas etapas espera-se encontrar similaridade entre os resultados de campo e os resultados das simulações numérico-computacionais realizadas pelo software PLAXIS.

CAPÍTULO 5

SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO CASO EM ESTUDO – 2D

Os resultados do software dependem da metodologia de análise. Neste trabalho, não só se seguiu a metodologia de Bakker (2003) mencionada no capítulo anterior, mas também se fizeram certas adaptações de forma a simular melhor o processo de escavação utilizado no túnel da nova britagem da CIPLAN. Tais processos podem ser adequadamente simulados no programa PLAXIS que, em sua parte de cálculo, pode simular diversos métodos construtivos de acordo com os interesses do usuário.

Já que se dispunha do projeto executivo de Teixeira (2012), pôde-se analisar de forma mais objetiva o túnel, não havendo a necessidade de variação paramétrica considerável, nem de análise profunda de soluções alternativas de projeto. No túnel a ser estudado, os objetivos foram:

- analisar os resultados dos diferentes tipos de simulação, Túnel Escavado sem Proteção, Túnel com Concreto Projetado e Túnel com Tirantes Passivos/Injeções de Consolidação, nas duas seções estudadas, uma em rocha e outra mista, de forma a observar como essas soluções hipotéticas se comportariam na prática, por meio da análise dos deslocamentos;
- comparação dos deslocamentos da simulação Túnel com Concreto Projetado com os reais deslocamentos do Túnel da Nova Britagem da Ciplan, já que esta se aproximava da situação executada e análise dos esforços atuantes.

Estas análises foram realizadas bidimensionalmente, com estado de deformações axissimétrico. A análise tridimensional foi feita somente nos emboques do túnel, análise cuja descrição e resultados estão no Capítulo 8.

A seguir, vê-se os fatores e parâmetros da modelagem, com o posterior detalhamento de cada situação analisada.

5.1 – PARÂMETROS GEOLÓGICOS/GEOTÉCNICOS CONSIDERADOS EM CADA SEÇÃO

Para a análise do túnel da CIPLAN, foram analisadas as seções transversais observadas previamente no item 3.2 e repetidas aqui nas figuras 41 e 42. Nas seções, os seguintes parâmetros geológicos/geotécnicos foram considerados: γ (peso natural), c (coesão), Φ (ângulo de atrito interno), ψ (dilatância), E (módulo de elasticidade), K_0 (coeficiente de empuxo no repouso) e ν (coeficiente de Poisson). Os valores considerados são da situação drenada, não sendo necessários os coeficientes de permeabilidade do solo, sendo considerados apenas os parâmetros de entrada requeridos pelo PLAXIS. Tais parâmetros foram obtidos por meio de ensaios de campo e correlacionados com a prática da engenharia, adotados por Teixeira (2012). Na Tabela 5 encontram-se os parâmetros de cada horizonte de maciço encontrados nas seções consideradas.

Tabela 5 – Parâmetros dos horizontes do maciço

Horizonte	γ (kN/m ³)	c (kN/m ²)	Φ (°)	ψ (°)	E (MPa)	K_0	ν
Argila	19	50	27	0	50	0,55	0,3
Arenosa							
Rocha	21	200	20	0	100	0,7	0,3
Calcária							
Extremamente							
Faturada							
Matacão de	22	500	30	0	80	0,7	0,3
Marga							
Matacão de	22	200	27	0	120	0,7	0,3
Calcário							
Silte Arenoso	22	500	30	0	80	0,7	0,3

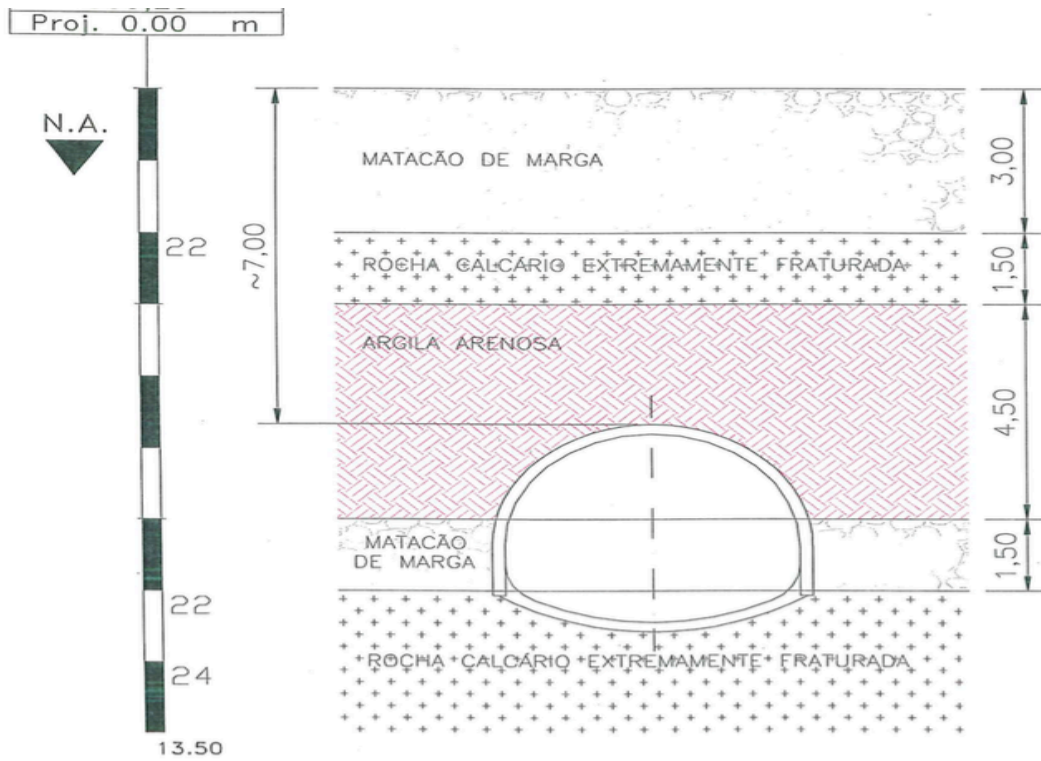


Figura 41 – Seção A-A do túnel (Teixeira, 2012)

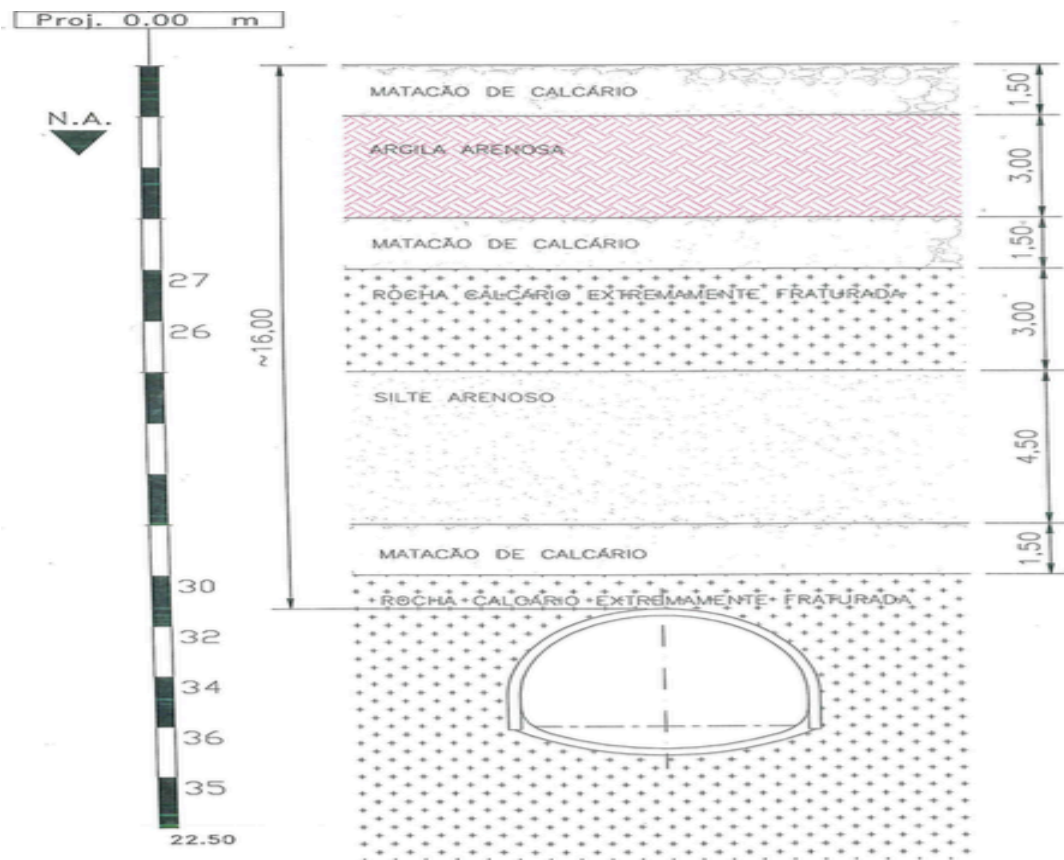


Figura 42 – Seção B-B do túnel (Teixeira, 2012)

5.2 – SEÇÃO GEOMÉTRICA CONSIDERADA

Para ambas as seções estudadas, a seção geométrica da Figura 43 foi implementada. No PLAXIS, foi fundamental a utilização dos ângulos corretos dos arcos de forma a representar de forma mais realista a interação da escavação com o maciço. Além disso, a representação real da seção geométrica considerada é de fundamental importância para o refino da malha de elementos finitos próxima aos limites do túnel, com a ativação das interfaces entre o maciço e o túnel, de forma a obter uma representatividade do caminho das tensões mais precisa.

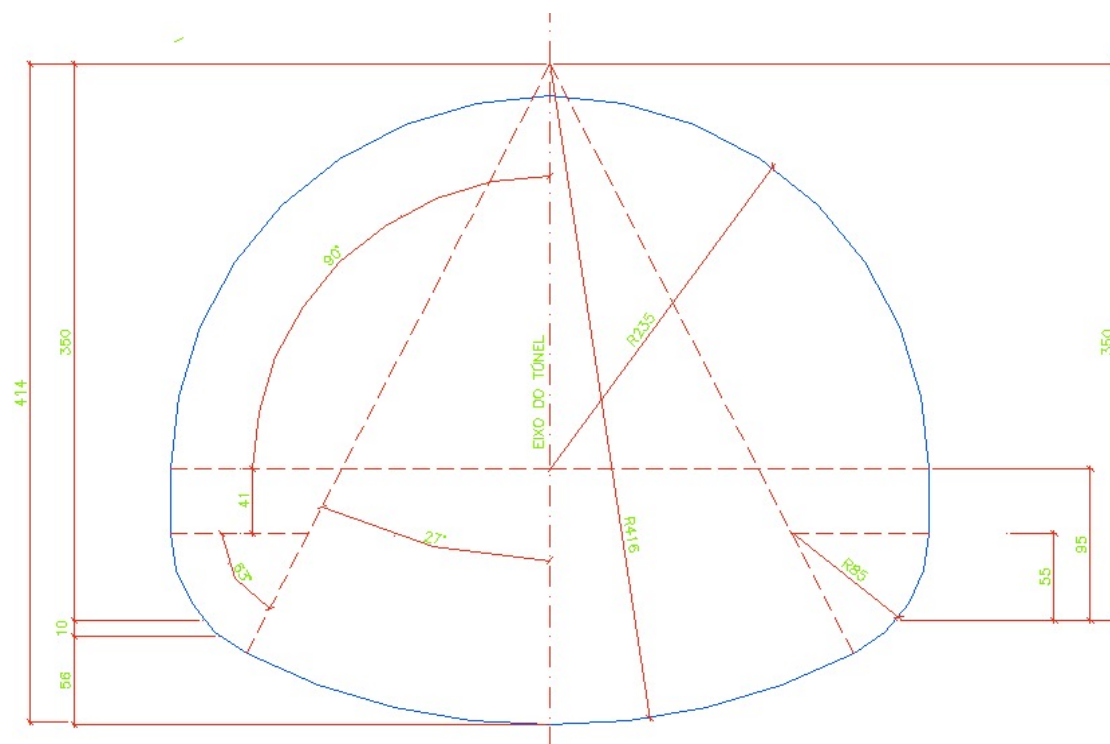


Figura 43 – Seção Geométrica estudada no trabalho (Teixeira, 2012).

5.3 – TÚNEL ESCAVADO SEM PROTEÇÃO

Nas seções, o procedimento de modelagem no PLAXIS foi semelhante ao de Bakker (2003), com a diferença de que não se ativou o revestimento e, como a análise era drenada, não havia necessidade de se retirar o peso de água do interior da seção escavada. Adotou-se um parâmetro $(1-\beta)$ de 0,6, seguindo recomendação de PLAXIS (2010), que explicita que tal consideração simula melhor a perda de pressão no interior da seção escavada. O procedimento K_0 foi adotado, conforme as recomendações de Bakker (2003), já que mesmo que o método tenha limitações quanto ao fator tempo e quando a camada do maciço não é horizontal, a simplificação no túnel estudado não era prejudicial na representação do comportamento real, já que se sabia o passo da escavação e as camadas do maciço podiam ser consideradas horizontais.

5.3.1 – RESULTADOS SEÇÃO A-A

A partir do estudo dos trabalhos de Machado (2011) e Villalba-Fiore (2015), além da adaptação destas observações aos objetivos desta monografia, julgou-se coerente apresentar apenas os resultados quanto à seção deformada e aos máximos deslocamentos encontrados, conforme observado nas Figuras 44 e 45.

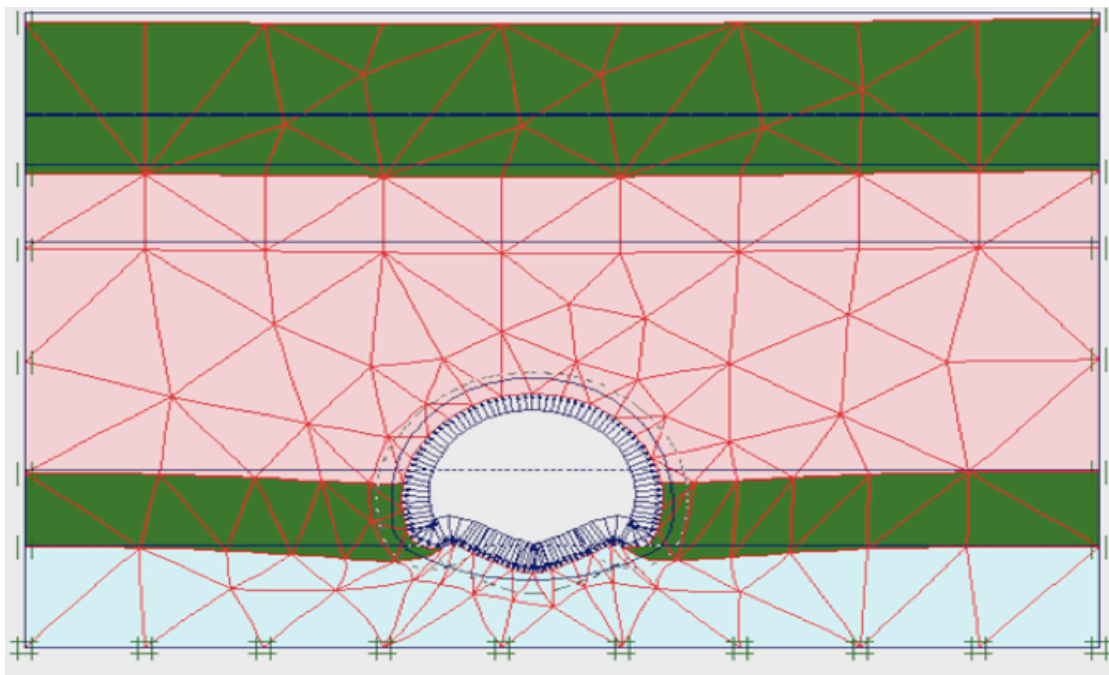


Figura 44 – Seção A-A, sem proteção. Representação da deformação aumentada em 20 vezes.

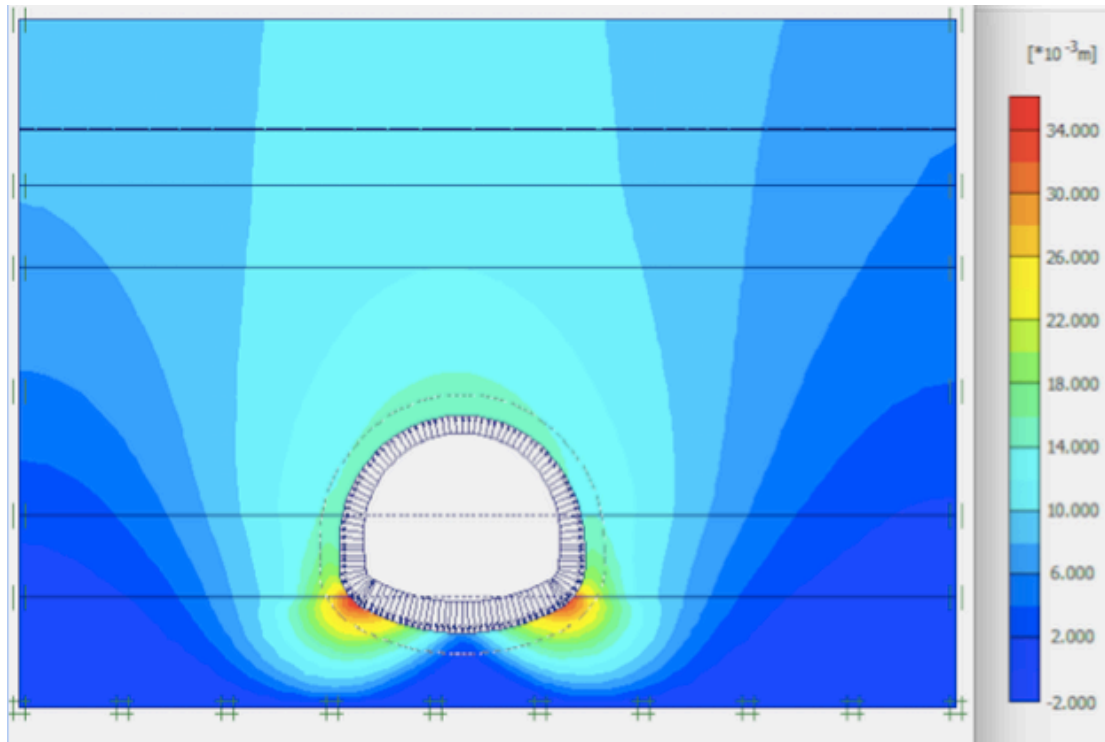


Figura 45 – Seção A-A, sem proteção. Deslocamento total máximo de 3.42 cm.

Analisando a Figura 44 há a impressão de que o maciço está rompido, porém tal visualização deveu-se ao fato de que o programa PLAXIS aumentou em 20 vezes a seção deformada, não sendo observada a plastificação do maciço circundante. Observou-se um deslocamento total máximo de 3,42 cm, localizado próximo aos cantos inferiores da seção estudada, algo esperado pela concentração de tensões existente nestes locais. Apesar disso, para um túnel sem revestimento e proteção considerou-se que tais deslocamentos foram de magnitude próxima aos observados na prática.

5.3.2 – RESULTADOS SEÇÃO B-B

Na seção B-B, em que a seção do túnel se encontrava predominantemente em rocha extremamente fraturada, utilizou-se o mesmo procedimento utilizado na seção A-A, com a obtenção da seção deformada e dos máximos deslocamentos observados, conforme observado nas Figuras 46 e 47.

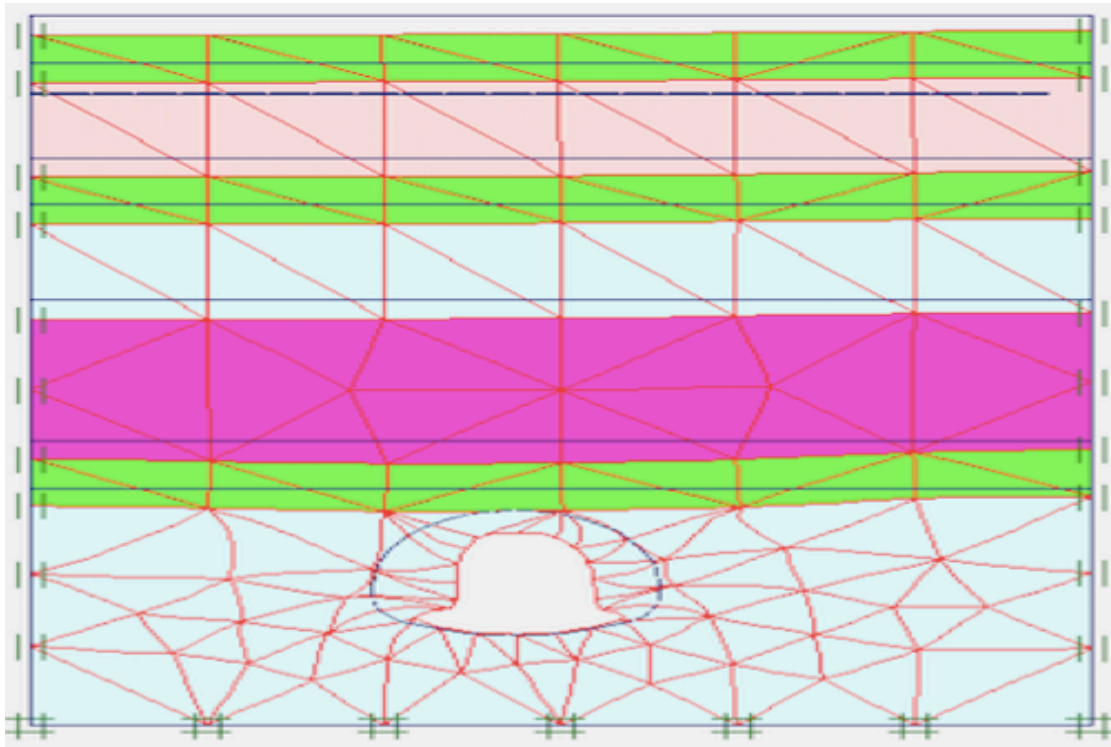


Figura 46 – Seção B-B, sem proteção. Representação da deformação aumentada em 100 vezes.

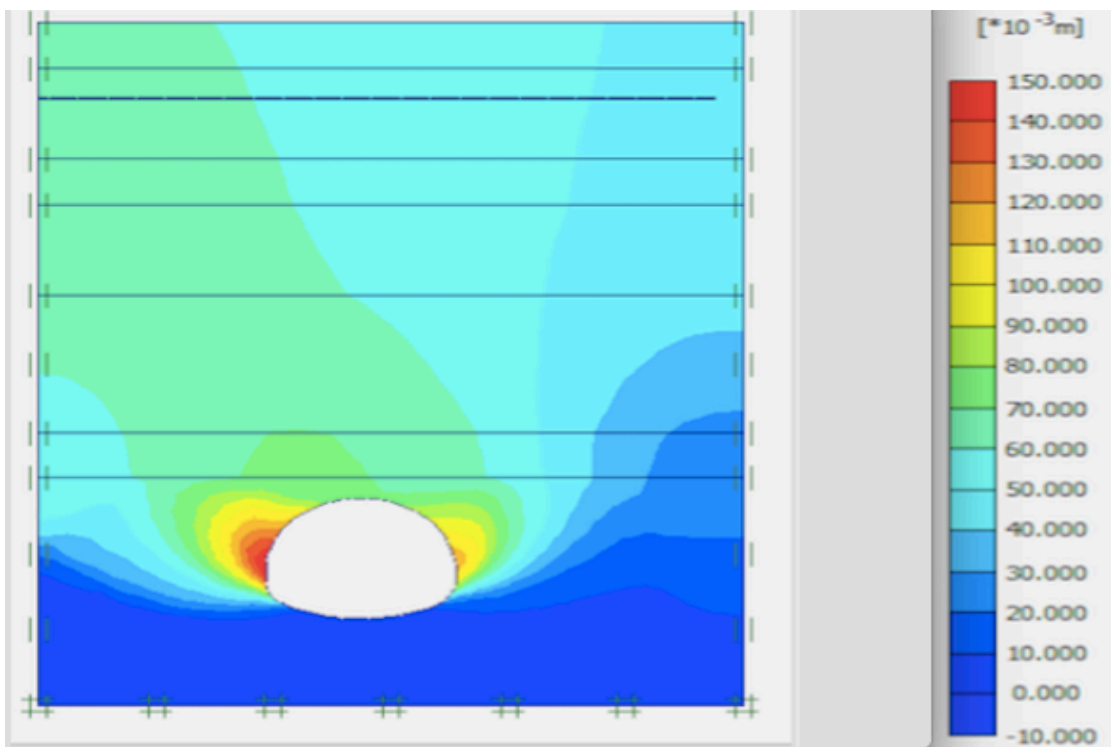


Figura 47 – Seção B-B, sem proteção.

Observou-se um deslocamento total máximo de 14,72 cm, não muito surpreendente por conta das altas tensões efetivas encontradas nesta seção.

Observando a Figura 46 há a impressão de que o maciço está rompido, o que de fato ocorreu no programa, com o maciço atingindo o estado limite último, com plastificação.

5.4 – TÚNEL COM CONCRETO PROJETADO

Para o Túnel com Concreto Projetado, usou-se procedimento similar ao procedimento do Túnel Escavado sem Proteção, com a diferença de que se ativou o revestimento após se ter removido o solo e aplicou-se uma rótula no teto e no piso de forma a simular mais adequadamente a situação real de campo e os esforços no revestimento (PLAXIS, 2010). Adotou-se um parâmetro $(1-\beta)$ de 0,6, seguindo recomendação de PLAXIS (2010), para a parte de cálculo dos esforços decorrentes da escavação. O cálculo das tensões e deformações foi realizado nas seguintes etapas: maciço natural, túnel escavado, túnel com revestimento e túnel revestido com contração volumétrica de 2%. Esta última etapa deveu-se à recomendação de Bakker (2003) a fim de simular a parte ocupada pelo concreto projetado.

5.4.1 – CARACTERÍSTICAS DO REVESTIMENTO

Para simular o revestimento utilizado, que foi de concreto projetado com fibras metálicas, adotaram-se parâmetros utilizados por Teixeira (2012) e adaptados ao PLAXIS, que são EA (módulo de rigidez normal), EI (módulo de rigidez flexural), w (peso por metro linear), e (espessura) e ν (coeficiente de Poisson), observados na Tabela 6.

Tabela 6 – Parâmetros do concreto projetado com fibras

EA (kN/m)	EI (kNm ² /m)	w (kN/m/m)	e (m)	ν
$6 \cdot 10^6$	$2 \cdot 10^4$	5	0,2	0,2

Estes parâmetros são menores que os normalmente observados a fim de se levar em consideração que o concreto projetado, a baixas idades, não possui a rigidez totalmente desenvolvida, visto o fato que esta resistência usualmente se desenvolve aos 28 dias (Martins *et al*, 208).

5.4.2 – RESULTADOS SEÇÃO A-A

Assim como em 5.3.1, julgou-se mais importante apresentar os resultados quanto à seção deformada e aos máximos deslocamentos encontrados, observados nas Figuras 48 e 49. No caso desta análise, por ser semelhante à situação executada em campo e por haver revestimento, também se apresentou os momentos fletores, esforços normais e cisalhantes, de forma a observar a magnitude dos esforços atuantes que o concreto projetado com fibras deve resistir. Tal conhecimento, útil também para o projeto da armação do túnel, na verificação de flexão normal composta, pode ser observado nas Figuras 50, 51 e 52.

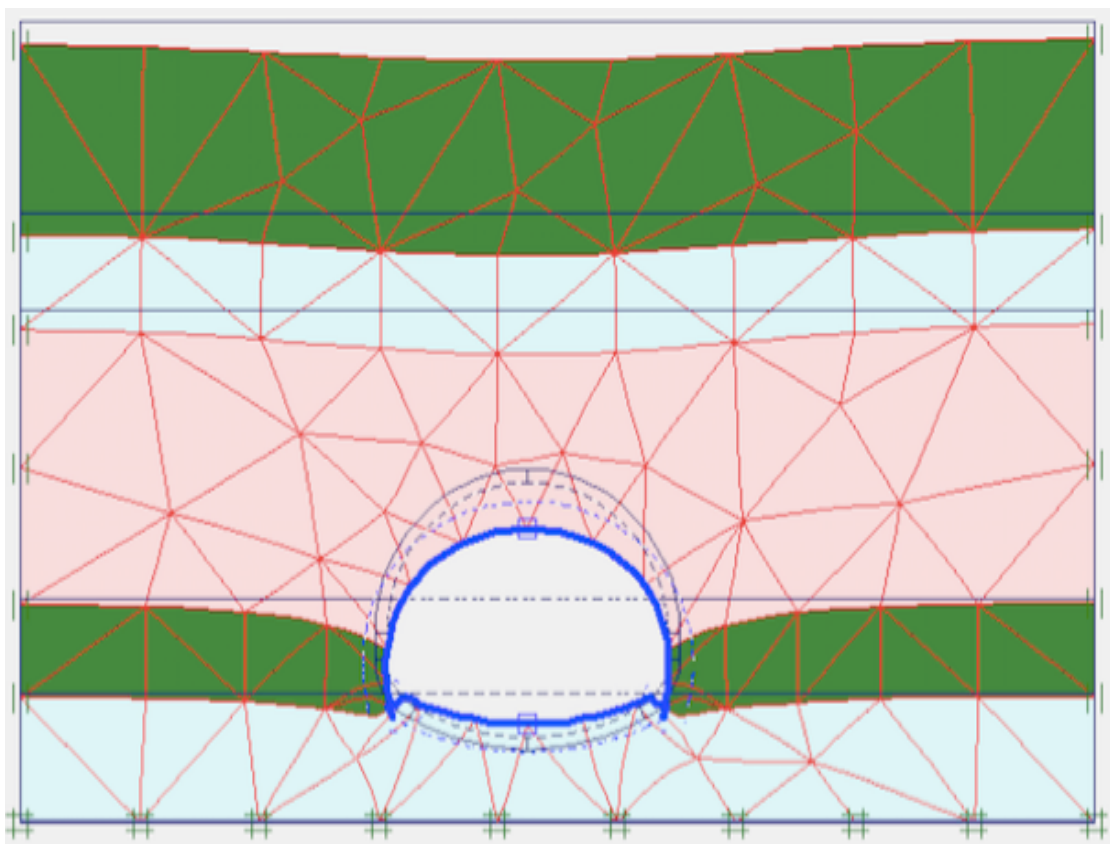


Figura 48 – Seção A-A, com revestimento em Concreto Projetado. Representação da deformação aumentada em 200 vezes.

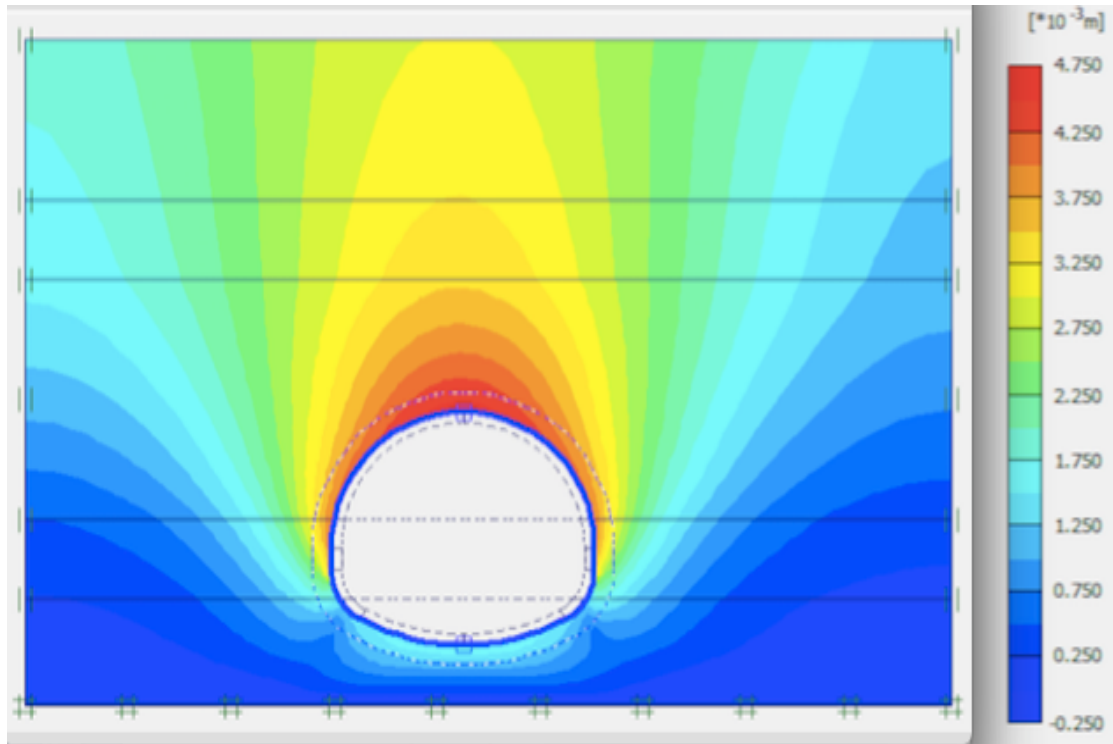


Figura 49 – Seção A-A, com concreto projetado.

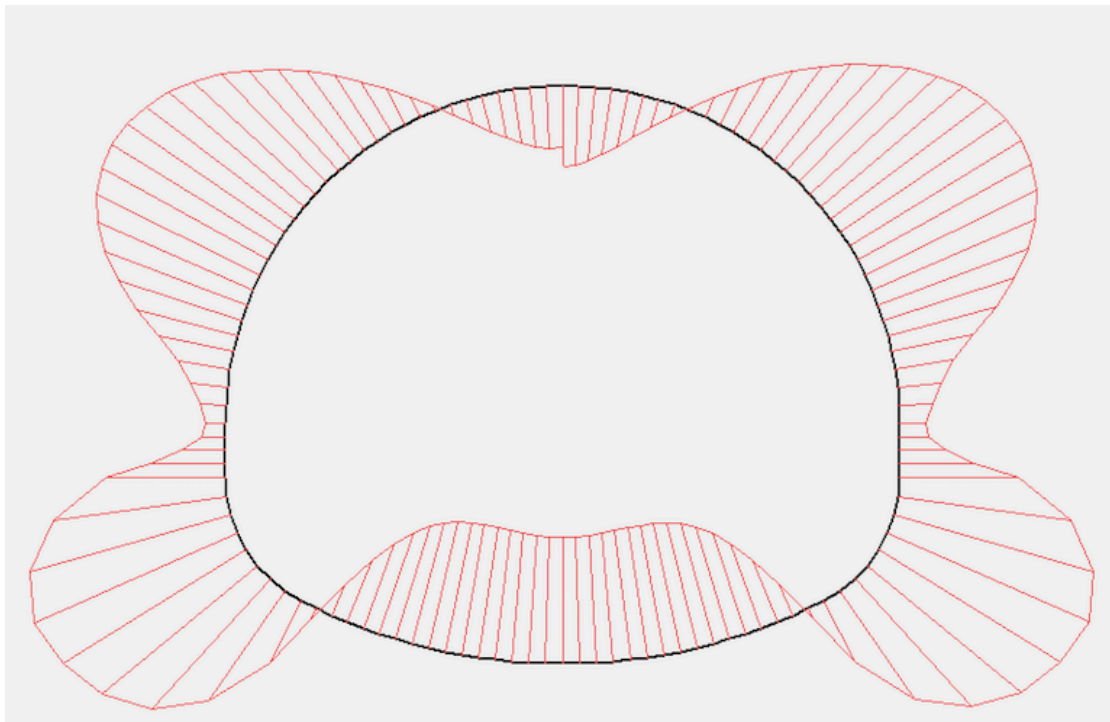


Figura 50 – Momentos atuantes na seção A-A. Momento fletor máximo de 13,62 kNm/m.

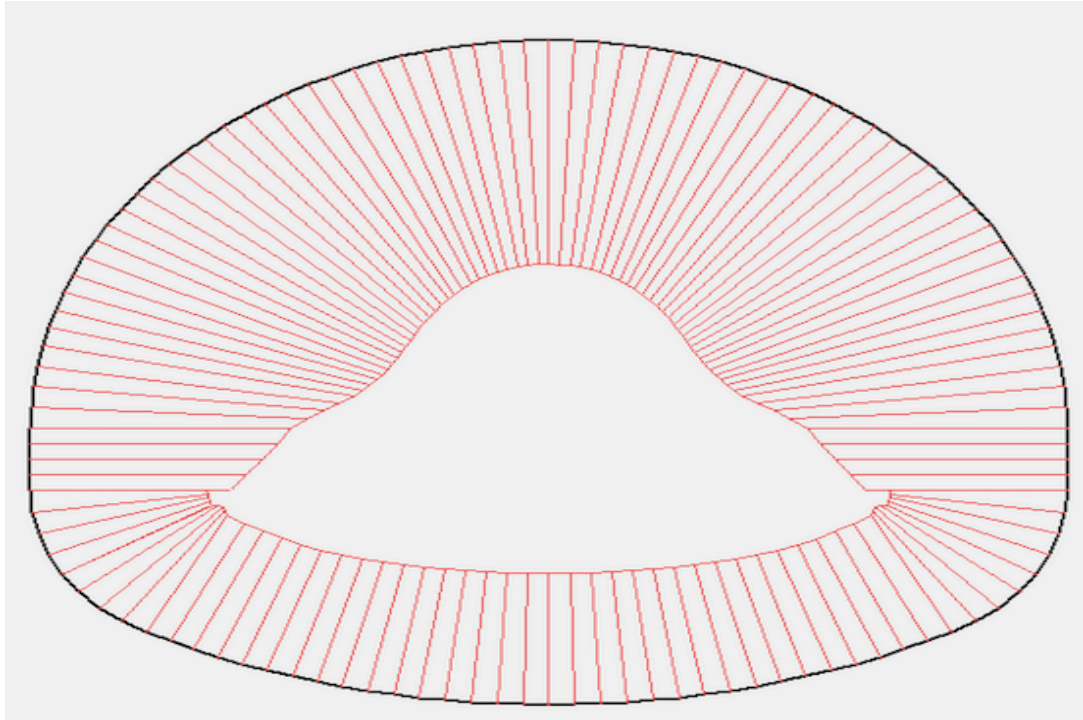


Figura 51 – Esforços axiais atuantes na seção A-A. Esforço axial máximo de 305,83 kN/m.

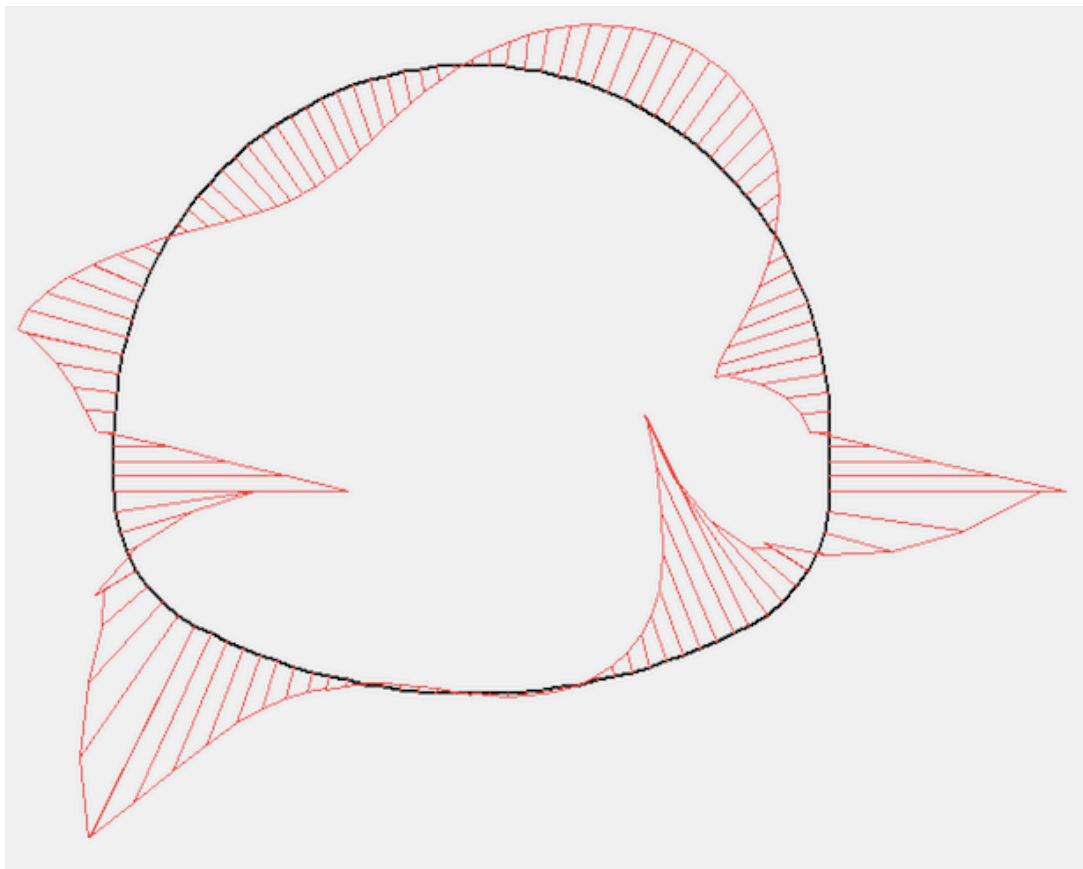


Figura 52 – Esforços cisalhantes atuantes na seção A-A. Esforço cisalhante máximo de 31,47 kNm/m.

Observou-se um deslocamento total máximo de 4,89 mm, no teto, o que está dentro da ordem de grandeza dos deslocamentos relatados no local (Barbosa, 2015). Tal proximidade pode ser creditada a extensa bibliografia estudada, ao projeto da A.H. Teixeira Consultorias e Projetos S/S e aos ensaios geológicos/geotécnicos do local, que eram de conhecimento do autor. Houve certa discrepância na comparação dos deslocamentos entre o simulado e o observado em obra, nos cantos inferiores, onde há uma maior concentração de tensões. Tal diferença ocorreu por conta da adoção de patas de elefante na obra executada, nos cantos inferiores. Esta solução é usualmente utilizada em obras de túnel NATM para que o revestimento se comporte de maneira mais adequada globalmente, evitando fissuras, devido à uniformidade de deformações propiciada.

5.4.3 – RESULTADOS SEÇÃO B-B

Na seção B-B, em que a seção do túnel se encontra predominantemente em rocha extremamente fraturada, utilizou-se o mesmo procedimento utilizado em 5.4.2., com as seções deformadas e os deslocamentos sendo observados nas Figuras 53 e 54. Também se apresentou os momentos fletores, esforços normais e cisalhantes, observados nas Figuras 55, 56 e 57.

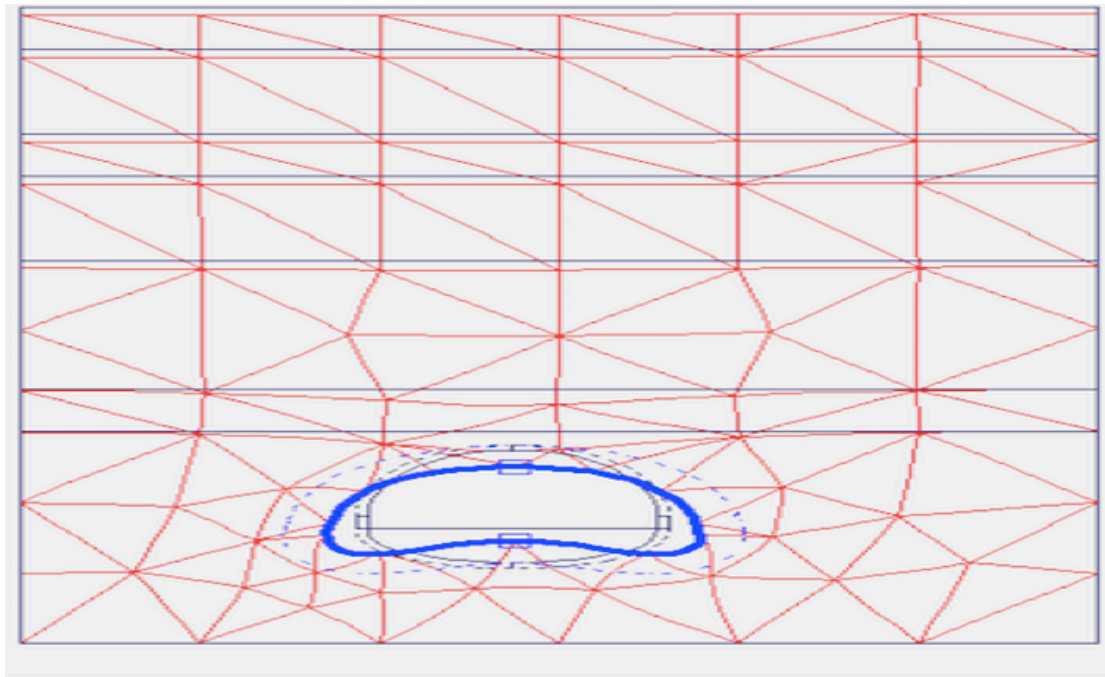


Figura 53 – Seção B-B, com revestimento em Concreto Projetado. Representação da deformação aumentada em 200 vezes.

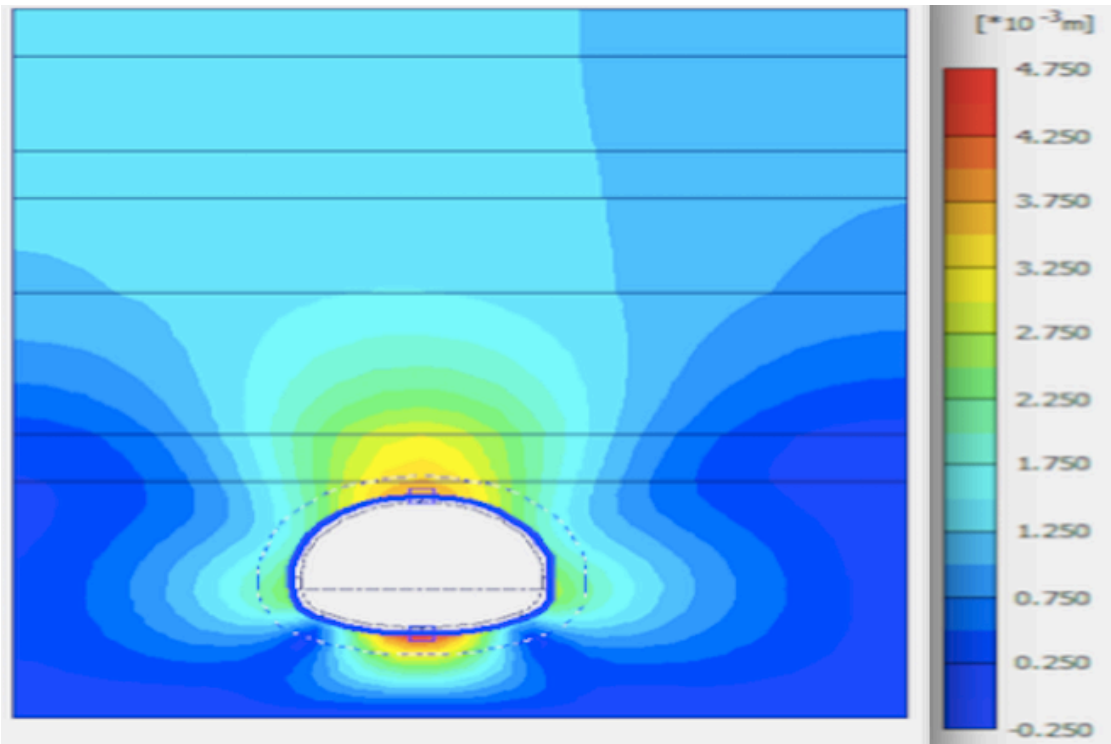


Figura 54 – Seção B-B, com concreto projetado.

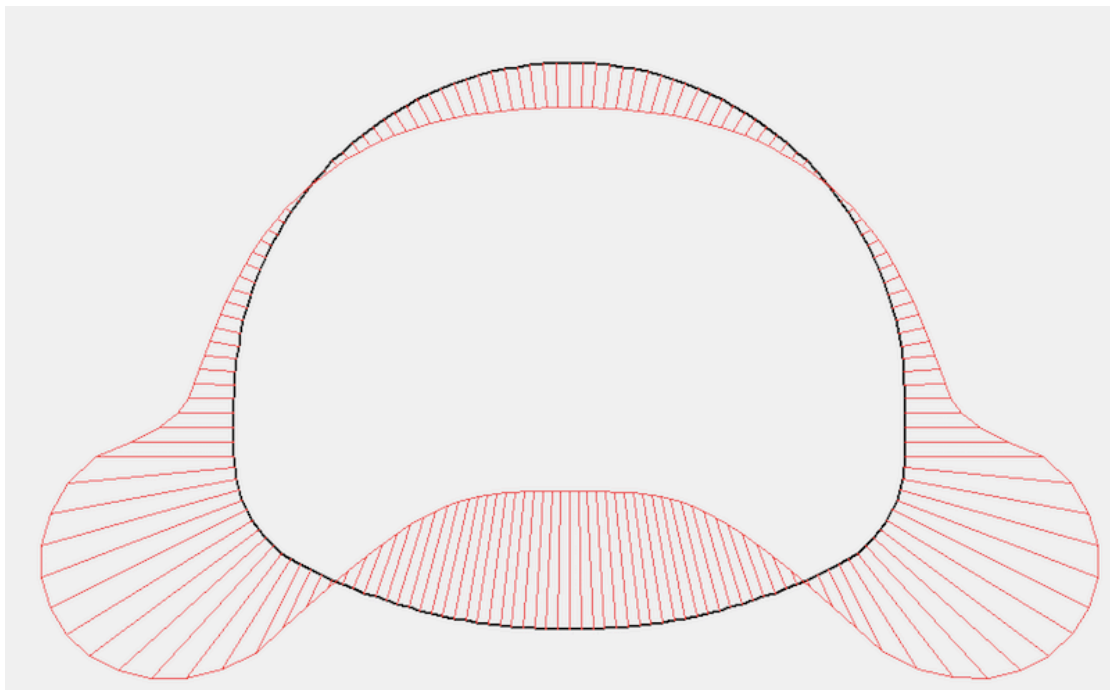


Figura 55 – Momentos atuantes na seção B-B. Momento fletor máximo de 99,4 kNm/m.

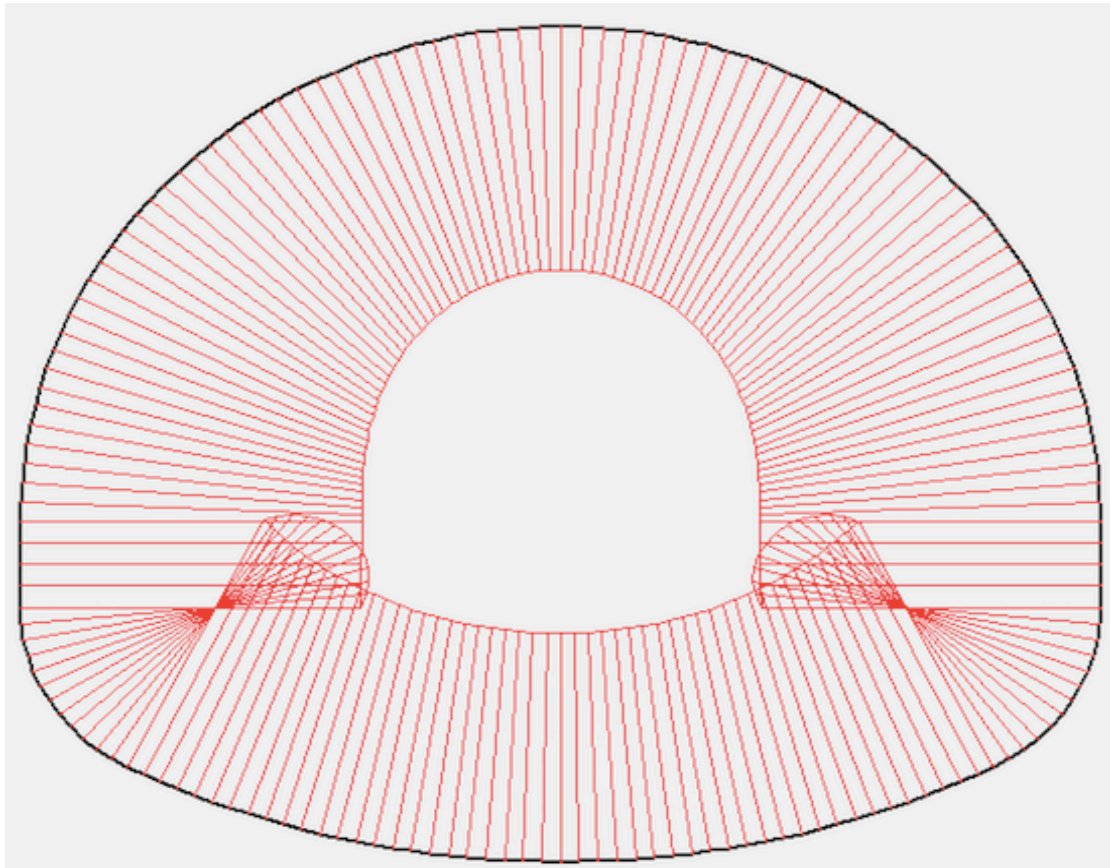


Figura 56 – Esforços axiais atuantes na seção B-B. Esforço axial máximo de 752,98 kN/m.

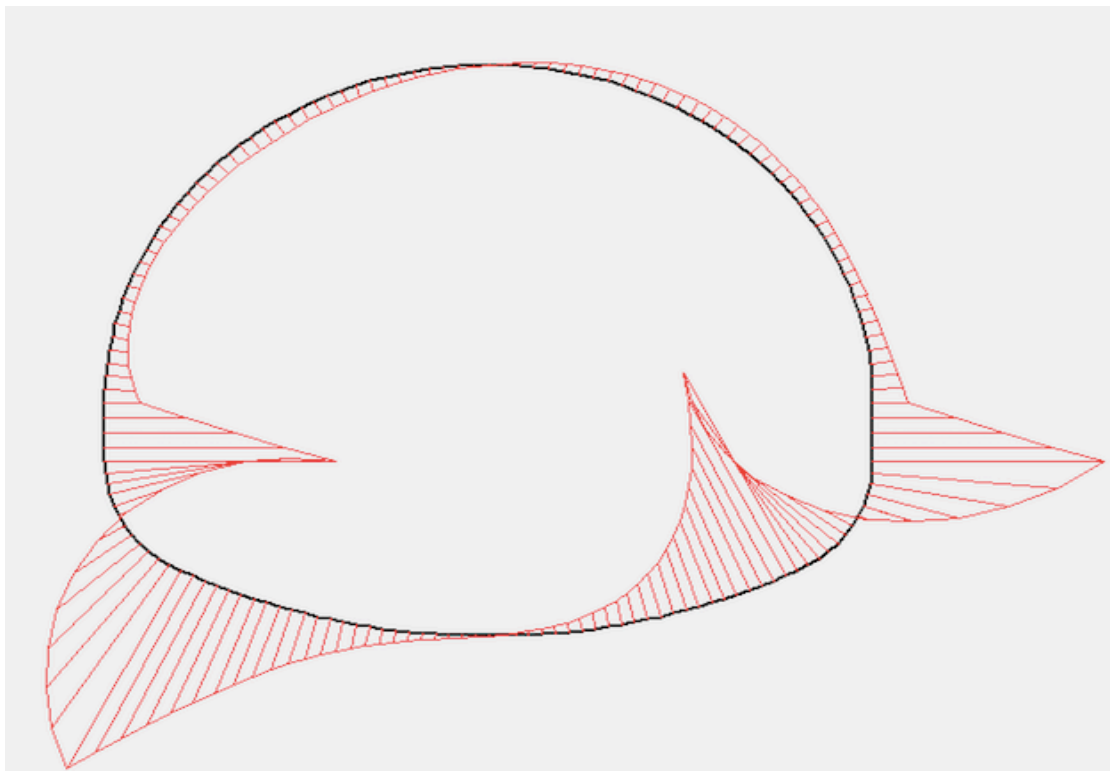


Figura 57 – Esforços cisalhantes atuantes na seção B-B. Esforço cisalhante máximo de 197,7 kN/m.

Observou-se um deslocamento total máximo de 4,78 mm, no teto, o que está dentro da ordem de grandeza dos deslocamentos relatados no local (Barbosa, 2015). Os esforços são significativamente maiores em relação a seção anterior pelo fato de que há maiores tensões devido ao maior peso do solo, o que pode ser considerado uma hipótese válida para um túnel relativamente raso (Hoek, 2004). O valor encontrado dos deslocamentos foi adequado, com a precisão sendo creditada aos fatores previamente vistos em 5.4.2.

5.5 – TÚNEL COM TIRANTES PASSIVOS/INJEÇÕES DE CONSOLIDAÇÃO

Para o Túnel com Tirantes Passivos/Injeções de Consolidação, o procedimento da simulação variou da seção A-A para a seção B-B. Na seção A-A se simulou injeções de consolidação, por esta ser majoritariamente em solo, o que somente uma injeção por tubo PVC com válvulas manchete se faz necessária na prática, com adequada estabilidade conferida ao contorno do túnel (Solotrat, 2015). Já na seção B-B se utilizou tirantes passivos injetados com resina, uma prática comum em túneis NATM, com bons resultados devido ao confinamento propiciado pelos tirantes, que mesmo que pequeno tem boa influência no incremento da ductilidade de maciços rochosos, deixando-os menos frágeis (Harrison & Hudson, 1997). Já sobre o processo de cálculo no PLAXIS, houve diferenças significativas em relação às outras simulações e à metodologia sugerida por Bakker (2003). A metodologia aqui utilizada é adaptada de PLAXIS (2010). Primeiramente, calculou-se as tensões iniciais com o maciço natural e, após isso, simulando a escavação parcializada, fez-se duas etapas de escavação. Antes da segunda etapa de escavação ativou-se os tirantes passivos/injeções de consolidação de teto para depois proceder para a escavação completa. Após a segunda etapa, ativou-se os elementos remanescentes. Tal simulação tentou representar de maneira ainda mais realista como tais procedimentos seriam realizados na prática. Assim com nas outras situações de simulação, adotou-se um parâmetro $(1-\beta)$ de 0,6, seguindo recomendação de PLAXIS (2010), para a parte de cálculo dos esforços decorrentes da escavação.

5.5.1 – RESULTADOS SEÇÃO A-A

Para simular as injeções de consolidação com calda de cimento, utilizou-se uma malha representativa de oito tubos PVC com válvulas manchetes espaçadas uniformemente ao redor do túnel, com comprimento de 5 m cada tubo. Esta escolha baseou-se nos relatos de profissionais especializados na área, de forma a otimizar o arranjo dos tubos de injeção. A área abrangida pela consolidação foi escolhida de forma a maximizar sua influência. Frisa-se aqui que esta solução tem somente o intuito de comparação com as outras análises, visto que, na prática, haveria um

revestimento mínimo de concreto projetado para o caso de um túnel em solo. Além disso, no programa não havia a possibilidade de simular o espaçamento lateral entre os tubos, de forma que a extrapolação desta seção para o restante do túnel foi prejudicada. Para a calda de cimento, foi considerado que ela se concentraria em um tubo único de PVC e que a adoção de um módulo de rigidez normal significativo bastaria para uma adequação simples do envolvimento do túnel. Tais considerações também deveram-se às limitações inerentes do programa em simular a propagação da calda em maciços; de toda forma, esta análise não fez parte do estudo desta monografia. Para a calda de cimento, simulada como um elemento geogrid, por conta de limitações do software, implementou-se um módulo de rigidez normal (EA) de 1.105 kN/m, o que representou que havia uma linha de tubos de PVC manchitados a cada metro com 1.105 kN de resistência.

Assim como em 5.3.1, julgou-se mais representativo apresentar os resultados quanto à seção deformada e os máximos deslocamentos encontrados, como observado nas Figuras 58 e 59.

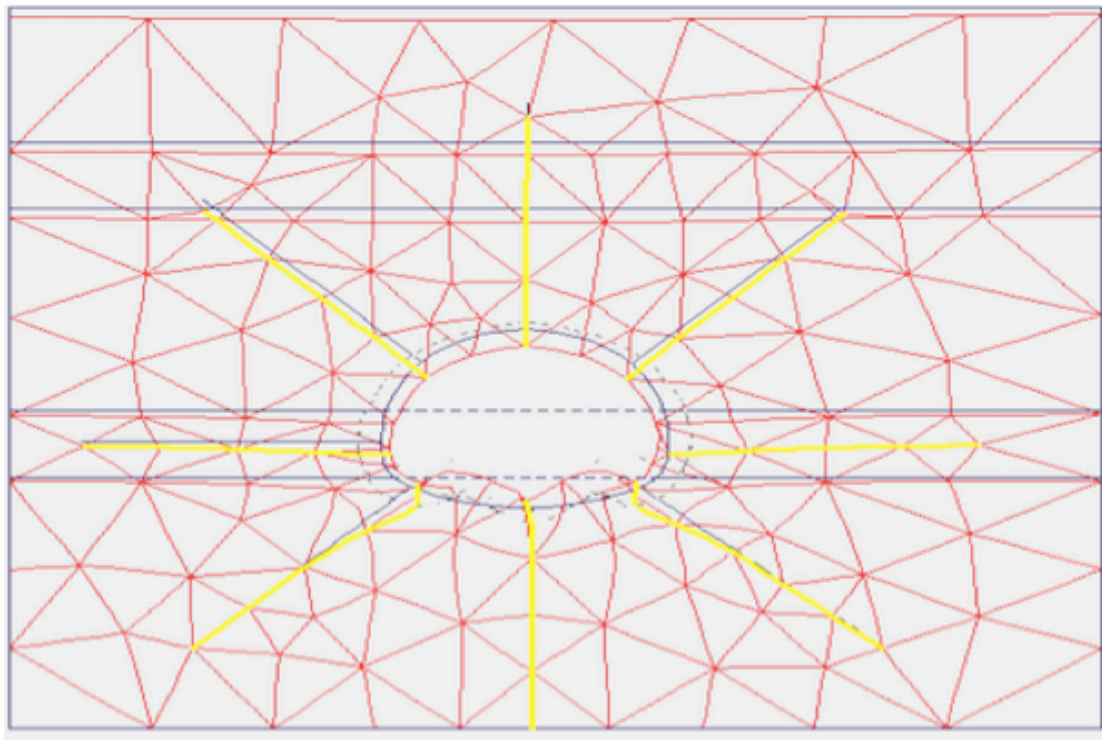


Figura 58 – Seção A-A, com injeções de consolidação de calda de cimento. Representação da deformação aumentada em 20 vezes.

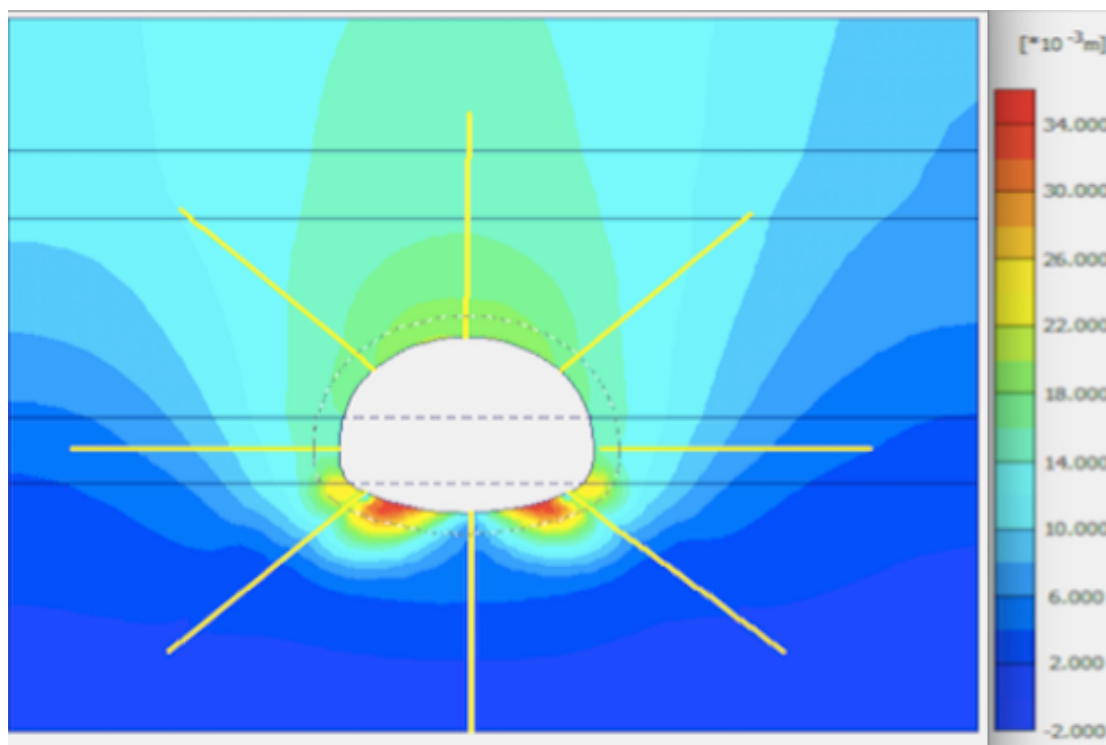


Figura 59 – Seção A-A, com injeções de consolidação de calda de cimento.

Observou-se um deslocamento total máximo de 3,45 cm, nos cantos inferiores da seção, bastante alto pelos efeitos que se esperavam da solução. Apesar disso, ressalta-se novamente que este deslocamento maior nos cantos, comparativamente ao restante do túnel, era esperado por conta da concentração das tensões nestes locais, agravado pelo fato que neste caso o revestimento não está presente, com apenas a injeção pontual de calda.

5.5.2 – RESULTADOS SEÇÃO B-B

Para simular os tirantes passivos com calda de resina, utilizou-se uma malha representativa de oito tirantes com comprimento de 5 m cada um. Os motivos desta escolha basearam-se no ilustrado em 5.5.1. Esta solução em atirantamento é muito utilizada em túneis de mineração, principalmente com o intuito de tratar as discontinuidades e evitar o deslocamento de blocos de rocha. Para a calda de cimento, foi considerado que ela se concentraria ao fim do tirante de aço simulado e que a adoção de um módulo de rigidez normal representativo bastaria para a simulação da ancoragem no fim do tirante. Para a calda de resina, simulada como um

elemento geogrid bastou apenas a implementação de um módulo de rigidez normal (EA) de 8.104 kN/m. Já para o aço, os parâmetros utilizados foram EA, Ls (espaçamento fora do plano), F_{máx} (força máxima resistida), observado na Tabela 7.

Tabela 7 – Parâmetros do aço das barras do tirante

EA (kN/m)	LS (m)	F_{máx} (kN)
2. 10 ⁵	1	5

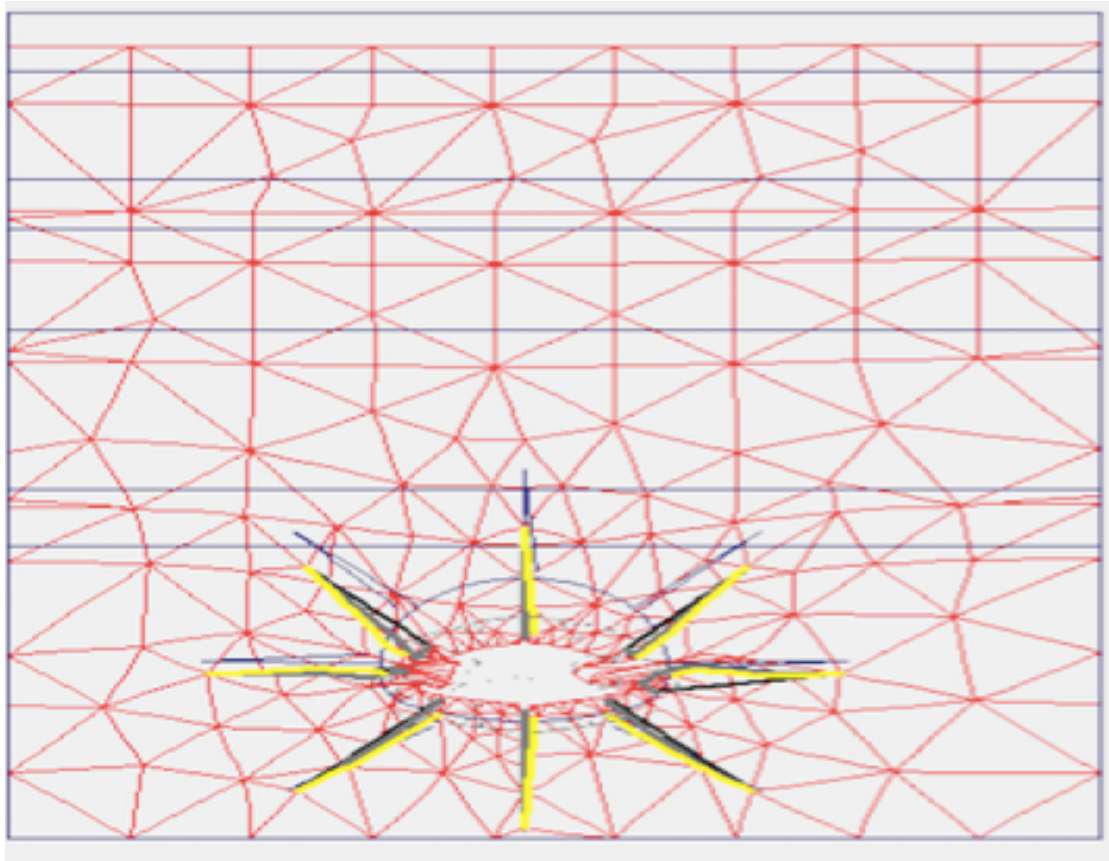


Figura 60 – Seção B-B, com Tirantes passivos. Representação da deformação aumentada em 100 vezes.

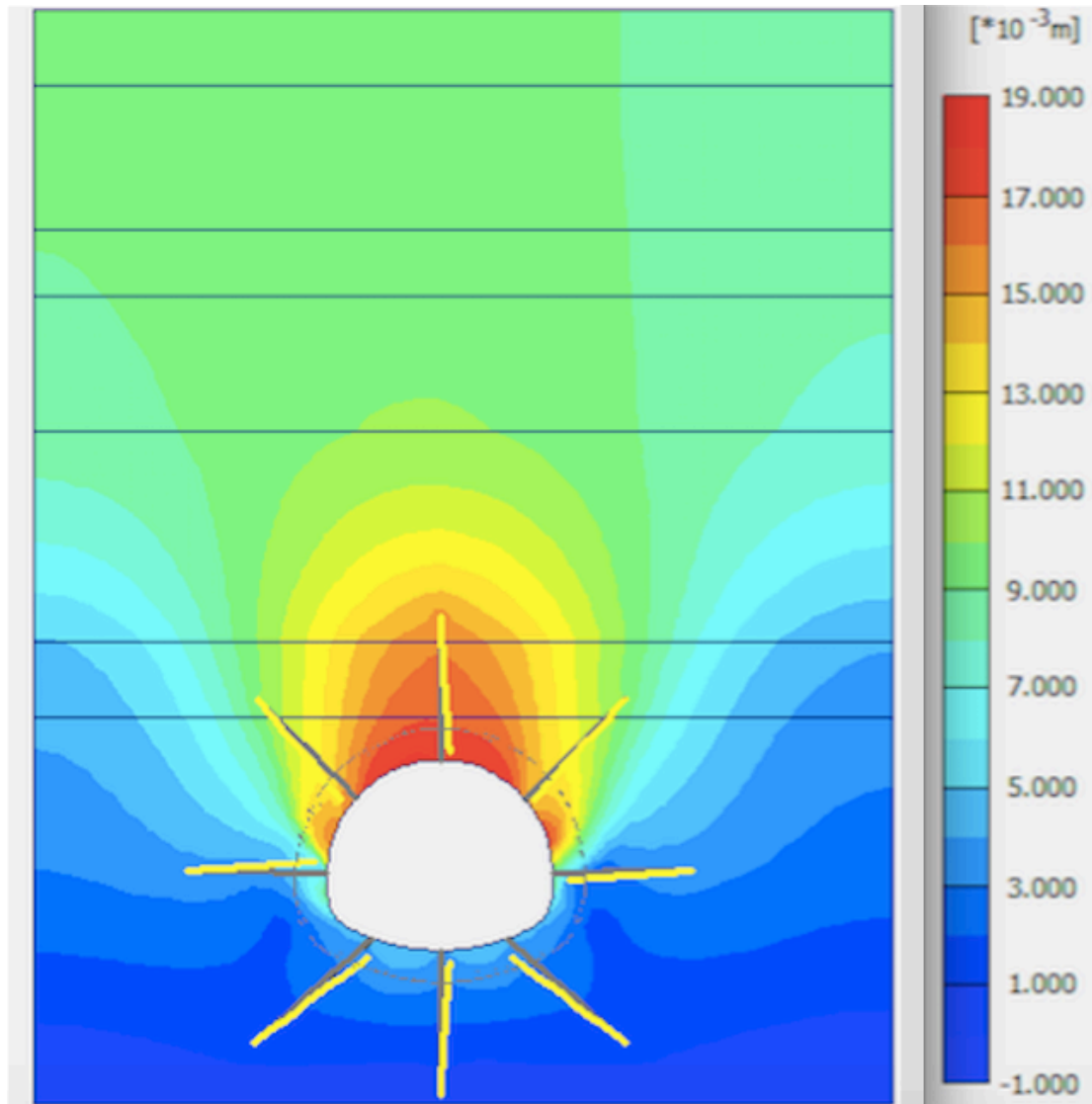


Figura 61 – Seção B-B, com Tirantes Passivos.

Nas Figuras 60 e 61 observou-se um deslocamento total máximo de 1,87 cm, no teto, fato que pode ser explicado pelo fato das altas tensões devido ao maior peso do solo, hipótese válida para túneis rasos. Também por esta razão, houve maiores deformações próximas ao teto do túnel.

5.6 – COMPARAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS

Para fins de comparação das situações de simulação e da análise do efeito das soluções de melhoramento e suporte de maciços no comportamento de túneis, a Tabela 8, a seguir, resume os deslocamentos encontrados no PLAXIS nas simulações numéricas bidimensionais axissimétricas.

Tabela 8 – Deslocamentos em cada simulação

Simulação	Deslocamento Seção A-A (m)	Deslocamento Seção B-B (m)
Túnel Escavado sem Proteção	0,034	0,1472
Túnel com Concreto Projetado	$4,89.10^{-3}$	$4,78.10^{-3}$
Túnel com Injeções de Consolidação/Tirantes Passivos	0,0345	0,0187

Como se pode observar na Tabela 8, a solução mais efetiva foi a utilizada na obra, com o uso de suporte em concreto projetado, com deslocamentos da ordem de milímetros. Comparando os resultados da Seção A-A com os da Seção B-B pode-se observar que apesar de haver maiores tensões efetivas em B-B, a resistência do maciço, superior em relação a A-A, levou a deslocamentos ligeiramente inferiores.

Resultado inesperado foi a comparação entre os deslocamentos encontrados na seção A-A do Túnel Escavado sem Proteção e do Túnel com Injeções de Consolidação, em que, neste último, observou-se um deslocamento ligeiramente maior que no primeiro. Pode-se, por este fato, inferir que a representação das injeções de consolidação por um elemento *geogrid* no software PLAXIS foi equivocada, com um módulo de rigidez normal não representativo do efeito do tratamento. Possivelmente uma seção circular de espessura de 5 m ao redor do túnel seria mais representativa da situação real das injeções de consolidação, em que se poderia obter sucesso na diminuição dos deslocamentos radiais. Já os tirantes passivos tiveram comportamento mais próximo ao esperado, representando que as premissas da modelagem foram mais eficientes.

CAPÍTULO 6

SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO CASO EM ESTUDO – 3D

De forma a simular de forma mais realista os emboques do túnel, partiu-se para uma simulação computacional em 3D, por meio do software PLAXIS 3D Tunnel. A metodologia de análise foi semelhante à de Bakker (2003), com as devidas adaptações às análises tridimensionais.

6.1 – EMBOQUES DO TÚNEL

Apesar de Hoek (2004) defender que os emboques podem ser simulados realisticamente em 2D para parâmetros bem conhecidos, seguiu-se a recomendação de Villalba-Fiore (2015) de usar a simulação 3D, que se dá principalmente pelo fato de que na entrada do túnel não se observa o confinamento de outras seções, sendo o modelo da teoria da elasticidade utilizado pelo PLAXIS e outros softwares de análises computacionais bidimensionais limitado quanto ao tamanho da deformação, que em emboques é relativamente maior do que em outras seções do túnel. Além disso, a capacidade de processamento disponível dos computadores atuais torna a simulação em 3D um feito mais realizável do que na época que o artigo do Professor E. Hoek foi escrito, levando a análises tridimensionais mais expeditas.

Nestas análises variou-se o tratamento do emboque, de acordo com as seções, A-A e B-B, de forma consoante a relatos do que era executado na obra e do projetado por Teixeira (2012). No emboque A-A, simulou-se a solução de enfilagens tubulares injetadas, composta por tubos *schedule* de 12 m. Já no emboque B-B, simulou-se a solução de tratamento com enfilagens de barra de 6 m injetadas com resina. Em ambos emboques também se simulou soluções somente com concreto projetado.

A interface do PLAXIS 3D Tunnel é bastante similar a do PLAXIS 2D, com a diferença na geração da malha de elementos finitos que, nesse caso, também é em 3D. No processo de cálculo se utilizou a metodologia utilizada no item 5.5, com a principal diferença sendo o aumento das etapas de cálculo, havendo maior detalhamento, com as etapas de cálculo alinhadas coerentemente com o passo de

escavação utilizado, de 1,2 m. Assim, subdividiu-se o emboque A-A em 10 subseções e o emboque B-B em 5. Em ambas as simulações utilizou-se meia seção do túnel, a esquerda, de forma a poupar tempo de processamento. Porém, por o túnel ser simétrico, tais simulações são representativas o suficiente.

Ressalta-se aqui que o programa PLAXIS 3D, apesar de mais realista, tem a dificuldade de simular a usual geometria irregular do talude do emboque, simplificando-o com uma seção plana. Além disso, para se simular as enfilagens houve a necessidade de utilizar diversas hipóteses, baseadas em trabalhos de Hoek (2004), Silva (2010) e Henao-Vergara(2013). De todo modo, como se verá abaixo, tais hipóteses puderam representar adequadamente os resultados de campo (Barbosa, 2015).

6.1.1 – RESULTADOS EMBOQUE A-A

O tratamento com as enfilagens tubulares injetadas foi realizado numa projeção de área que se estendia com um ângulo de 140° do centro do túnel, com as enfilagens espaçadas 30 cm entre si, com um ângulo de 5° longitudinal em relação à horizontal, conforme técnicas usualmente empregadas (Solotrat, 2015). Tal ângulo de inclinação não foi possível de ser simulado no PLAXIS, significando que o tirante foi simulado como horizontal; caso estas simulações fossem para o projeto do túnel, esta consideração estaria a favor da segurança, de todo modo. Para a simulação das enfilagens, modelou-se-as da forma defendida por Hoek (2004), como uma concha de revestimento, combinando-se a seção das enfilagens, composta de aço e calda de cimento, com os parâmetros do maciço do emboque, de argila arenosa, de modo que se pudesse obter valores de módulo de rigidez normal (EA) e flexural (EI) realistas e de que nos parâmetros de entrada do PLAXIS fosse gerada uma simulação adequada. Para isso, segundo Hoek (2004) e Henao-Vergara (2013) seria necessário a somatória dos valores de EA e EI para a obtenção de módulos de rigidez normal e flexural efetivos. A área do maciço envolvida baseou-se nas recomendações de Hoek (2004); no caso da argila arenosa foi considerado um retângulo envolvente de 0,3625 x 0,2 m. O tubo *schedule* utilizado tinha seção de 6,35 cm com espessura de parede de 0,4 cm. Considerou-se que somente a bainha foi executada, sem que a calda extravasasse para

o restante do maciço envolvido. Com essas informações chegou-se aos seguintes parâmetros de entrada, descritos na Tabela 9.

Tabela 9 – Parâmetros de cálculo para a análise do emboque A-A

Elemento	Área (m²)	E (MPa)	I (m⁴)	EI (kNm²)	EA (kN)
Argila	0,0725	50	$2,42 \cdot 10^{-4}$	12,1	3625
Arenosa					
Enfilagem	$7,8 \cdot 10^{-5}$	210000	$3,76 \cdot 10^{-8}$	7,9	16380
Calda	$2,99 \cdot 10^{-3}$	20000	$7,11 \cdot 10^{-7}$	14,22	59800

Com esses dados, utilizou-se $EA = 34,22 \text{ kN}$ e $EI = 79805 \text{ kNm}^2$ para a simulação, com a utilização concomitante de concreto projetado, com parâmetros iguais aos relatados em 5.3. Uma observação pode ser feita quanto ao módulo de elasticidade usado para a calda de cimento da enfilagem, já que no concreto projetado utilizou-se um módulo de 10 GPa para considerar o comportamento equivalente de baixas idades ao módulo final. Considerou-se o módulo de 20 GPa pois o cimento utilizado na obra era de alta resistência inicial e a escavação só se realizou após 7 dias, período suficiente para um desenvolvimento adequado de cura. Para a simulação do processo construtivo, ativou-se todo o revestimento modelado como enfilagem e, posteriormente, foi-se simulando a execução do túnel com a desativação do solo e projeção de concreto a cada 1,2 m, até se chegar aos 12 m de comprimento da enfilagem. Por meio desta simulação, julgou-se mais representativo apresentar os resultados quanto à seção deformada e também aos máximos deslocamentos encontrados na metade da escavação do emboque e no fim desta, conforme observado nas Figuras 62, 63 e 64.

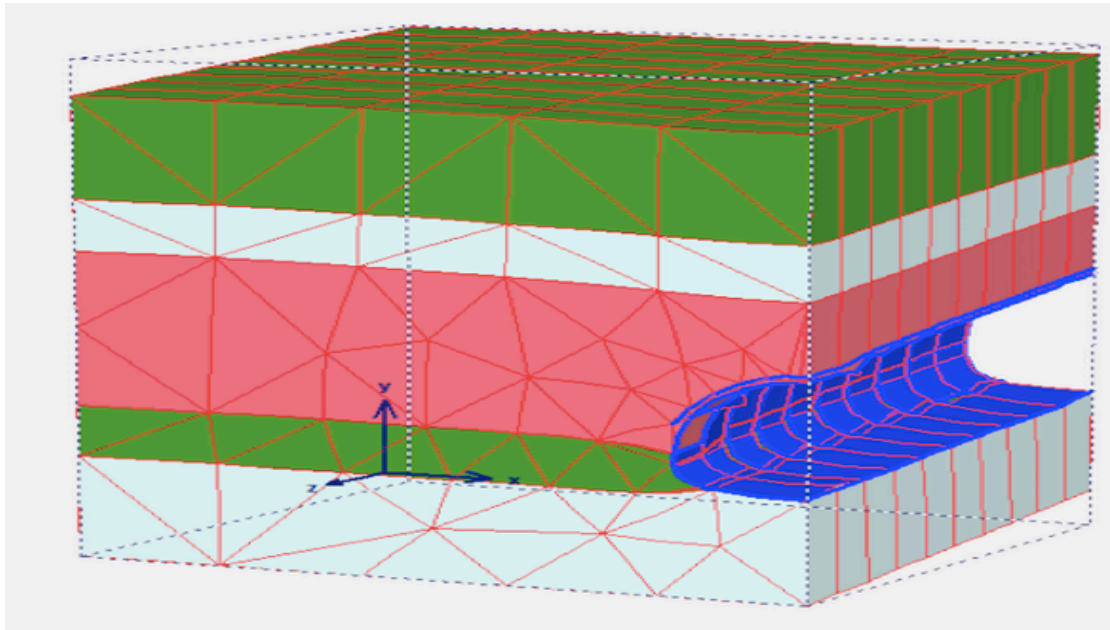


Figura 62 – Emboque A-A, em 3D, com enfilagens tubulares injetadas. Representação da deformação aumentada em 100 vezes.

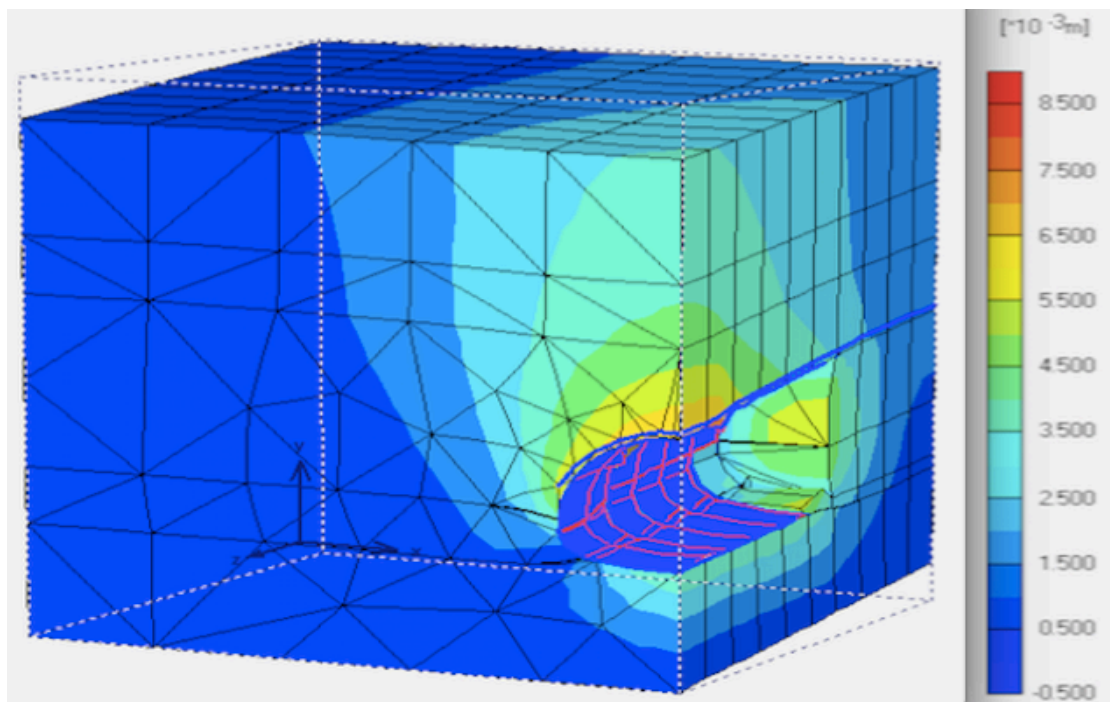


Figura 63 – Emboque A-A, em 3D, com 6 m de escavação, com enfilagens tubulares injetadas.

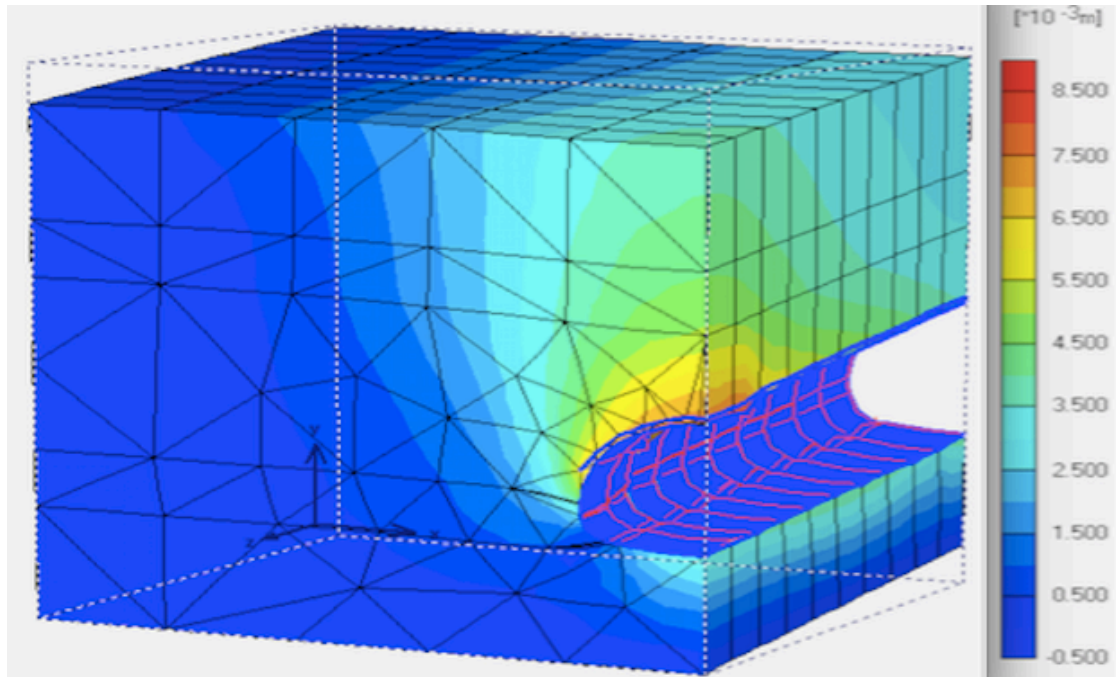


Figura 64 – Emboque A-A, em 3D, com 12 m de escavação, com enfilagens tubulares injetadas.

Para a simulação somente com concreto projetado a única diferença foi a não ativação das enfilagens; nessa simulação o software gerou a mensagem indicando falha do maciço logo após a escavação de 2,4 m. Por conta deste fato, considerou-se representativo apresentar somente a seção deformada dessa simulação, demonstrada na Figura 65.

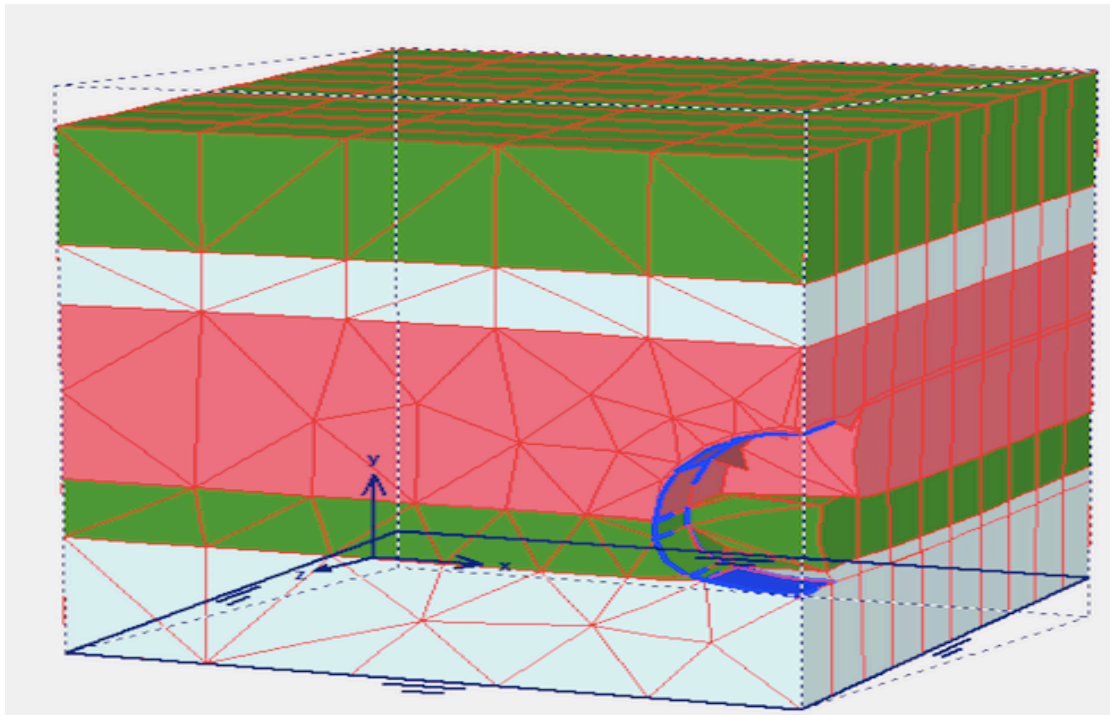


Figura 65 – Emboque A-A, em 3D, simulado somente com concreto projetado. Representação da deformação aumentada em 100 vezes

Nas simulações com as enfilagens tubulares injetadas, observou-se um deslocamento total máximo de 8,86 mm, o que, para um emboque de túnel, é considerado relativamente baixo, gerando menores interferências nas construções vizinhas (Maidl *et al*, 2013). No local, o máximo deslocamento foi de aproximadamente 6 mm segundo Barbosa (2015); esta relativa discrepância ao encontrado nas simulações pode ser creditada à dificuldade de implementar as soluções de campo no programa, requerendo simplificações a favor da segurança (Hoek, 2004). Exemplos desse fato foram a não simulação da calda de cimento extravasada para o exterior dos tubos *schedule*, e a não representação dos tirantes inclinados a 5°. Estes parâmetros executáveis geraram uma consolidação maior do maciço circundante em campo, possibilitando os menores deslocamentos relatados.

6.1.2 – RESULTADOS EMBOQUE B-B

Já no emboque B-B, o tratamento com enfilagens de barra injetadas com resina foi realizado com um espaçamento de 3 m entre enfilagens, cada um com comprimento de 6 m e totalmente injetadas, sem trecho livre. Elas foram executadas com um ângulo de 10° longitudinal em relação à horizontal, conforme técnicas usualmente empregadas (Solotrat, 2015). Para a simulação, modelou-se-as como defendido por Hoek (2004), como uma “concha” de revestimento, combinando-se a seção das enfilagens, de aço, com os parâmetros do maciço do emboque, de rocha calcária extremamente fraturada, de modo que se pudesse obter valores de rigidez normal (EA) e flexural (EI) realistas e que nos parâmetros de entrada do PLAXIS fosse gerada uma simulação adequada. Em relação à situação anterior, simulou-se a resina como um elemento do tipo geogrid, ao invés de englobá-la na combinação anterior. Tal consideração se deveu por conta de que a resina, contrariamente a calda de cimento nas enfilagens tubulares, fica somente por fora da barra de aço, dificultando a estimativa de sua inércia, já que a calda de resina se distribui pelo maciço de forma de difícil previsão, comportamento não abordado nesta monografia. A área do maciço envolvida baseou-se nas recomendações de Hoek (2004); no caso da rocha calcária extremamente fraturada foi considerado um retângulo envolvente de 1,5 x 0,6 m, com duas enfilagens nesta área. A barra de aço utilizada tinha seção de

1,25 cm. Os parâmetros da resina foram semelhantes aos relatados em 6.5.2. Por meio dessas informações chegou-se aos parâmetros de entrada da Tabela 10.

Tabela 10 – Parâmetros de cálculo para a análise do emboque B-B

Elemento	Área (m ²)	E (MPa)	I (m ⁴)	EI (kNm ²)	EA (kN)
Rocha	0,9	100	$2,7 \cdot 10^{-2}$	2700	90000
Fraturada					
Barra	$2,45 \cdot 10^{-4}$	210000	$2,4 \cdot 10^{-9}$	0,5	51450

Com esses dados, utilizou-se $EA = 2700,5 \text{ kN}$ e $EI = 141450 \text{ kNm}^2$ para a simulação, com a utilização concomitante de concreto projetado, com parâmetros iguais aos relatados em 6.3. Para se simular o processo construtivo, ativou-se todo o revestimento modelado como enfilagem de barra, assim como o *geogrid* que simulava a resina e, posteriormente, foi-se executando o túnel com a desativação do solo e projeção de concreto a cada 1,2 m, até se chegar aos 6 m de comprimento da intervenção. Por meio desta simulação, julgou-se mais representativo apresentar os resultados quanto à seção deformada e também aos máximos deslocamentos encontrados, observados nas Figuras 66 e 67.

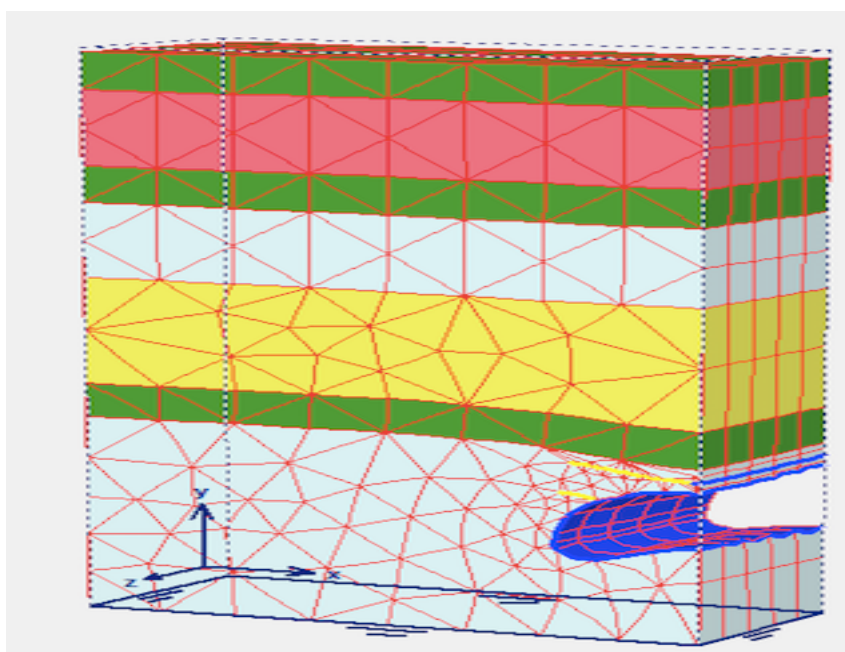


Figura 66 – Seção B-B, com Enfilagens de Barra. Representação da deformação aumentada em 200 vezes..

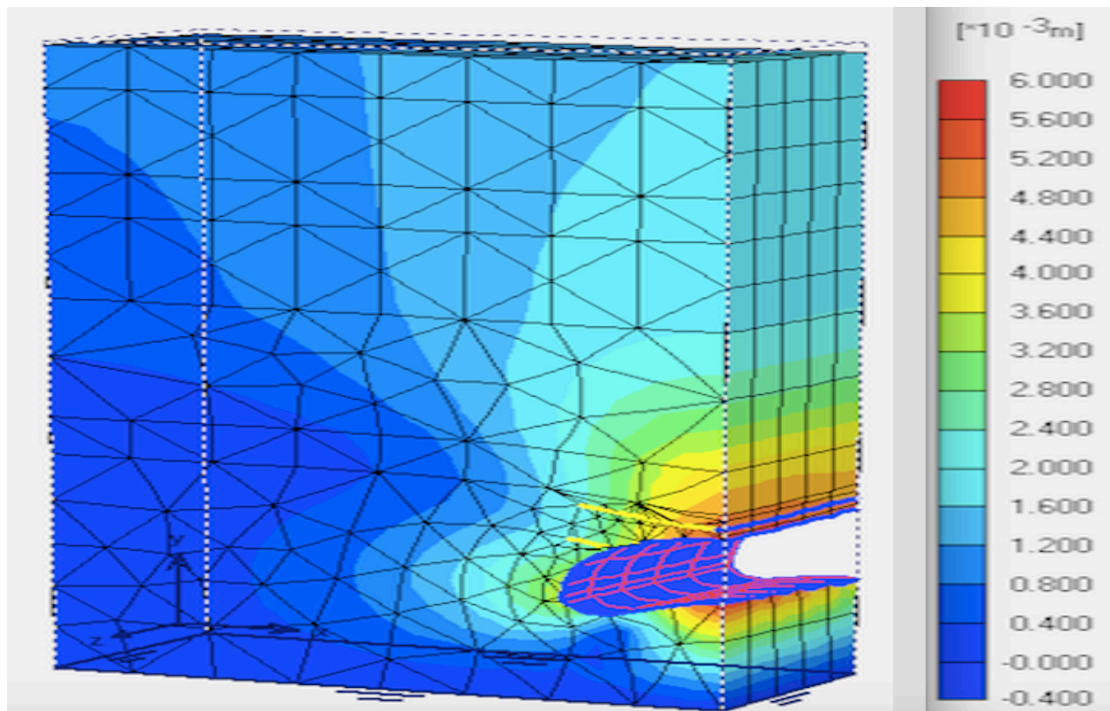


Figura 67 – Seção B-B, com Enfilagens de Barra.

Para a simulação somente com concreto projetado a única diferença foi a não ativação das enfilagens; nessa simulação o software gerou a mensagem indicando falha do maciço logo após a escavação de 2,4 m. Por conta deste fato, considerou-se representativo apresentar somente a seção deformada dessa simulação, observada na Figura 68.

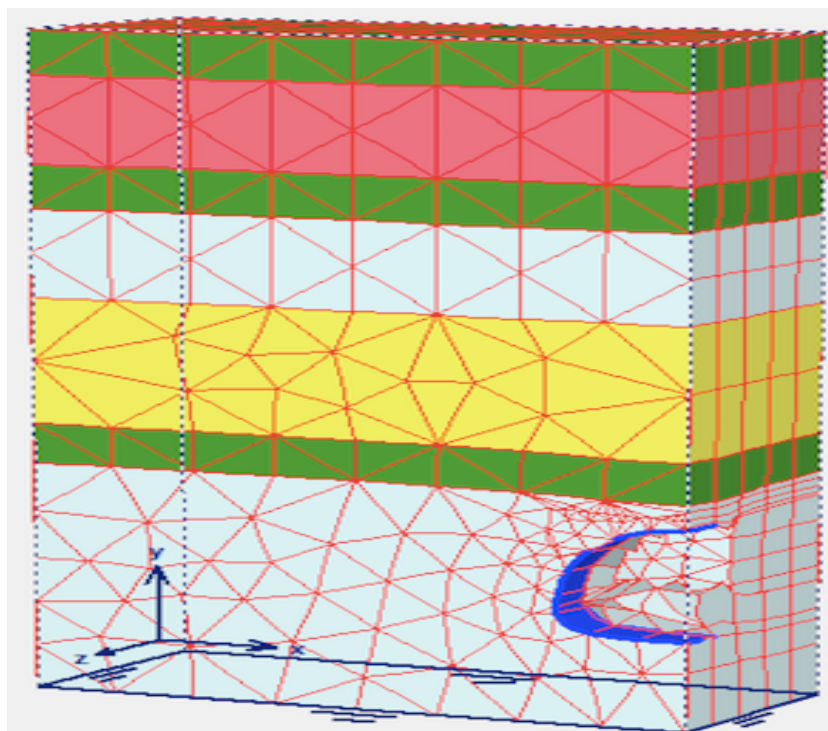


Figura 68 – Emboque B-B, em 3D, simulado somente com concreto projetado. Representação da deformação aumentada em 100 vezes

As simulações em que se utilizaram as enfilagens de barra resultaram em um deslocamento total de 5,8 mm. No local, o máximo deslocamento foi de aproximadamente 5 mm (Barbosa, 2015). Essa proximidade encontrada pode ser creditada ao fato de que a simulação foi realizada considerando um módulo de rigidez normal da resina representativo da situação real de campo, de forma a simular a injeção do maciço circundante.

6.2 – CONSIDERAÇÕES ACERCA DA SIMULAÇÃO DOS EMBOQUES

Apesar do difícil julgamento de engenharia para a consideração das considerações de contorno de simulações tridimensionais, pode-se afirmar que os resultados foram satisfatórios, próximos a situação real de obra. O fato de que o maciço de ambos emboques apresentou rompimento quando sem enfilagens é um resultado próximo a uma situação de obra, corroborando a difundida solução de enfilagens como técnica de pré-suporte em emboques de túneis. Outro fator importante, as simulações tridimensionais dos emboques apresentaram deslocamentos favoráveis a segurança da obra, com valores de deslocamento sempre acima dos encontrados.

Esse sucesso nas simulações tridimensionais pode ser creditado tanto ao contato constante com os executores da obra, a empresa Solotrat Centro-Oeste Engenharia Geotécnica, quanto ao conhecimento do projeto da A.H. Teixeira Consultorias e Projetos S/S, já que a partir do aprendizado com estes profissionais pôde-se tomar decisões de simulação melhor embasadas no alto nível técnico e vasta experiência dos envolvidos na realização do Túnel da Nova Britagem da Ciplan.

CAPÍTULO 7

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Nesta monografia o entendimento adquirido pela revisão bibliográfica das técnicas de reforço e melhoramento de maciços foi fundamental para a análise dos casos de obra e para a tomada de decisões nas simulações numérico-computacionais. Por meio desse conhecimento, além do adquirido pelo estudo da teoria em que os softwares de geotecnia estão baseados, foi possível reconhecer as limitações de cada programa. Essa base é importante, já que numa simulação numérico-computacional de elementos de engenharia que possuem diversas variáveis, como é o caso das obras geotécnicas, o julgamento do profissional que realiza as simulações deve ser baseado na técnica, a fim de que se evite erros de simulação.

Entretanto, com softwares mais acessíveis atualmente, há a difusão do seu emprego, o que pode levar ao uso de softwares sofisticados sem o entendimento necessário. Tal fato pode resultar em considerações errôneas, que existem quando não há um estudo profundo das condições de contorno tanto das variáveis geotécnicas quanto do software utilizado. Um exemplo disso foi o autor desta monografia, que somente obteve bons resultados, próximos aos executados em obra, após conversar extensivamente com profissionais mais experientes, que indicaram a bibliografia relevante e considerações que no início não eram óbvias.

Resultante deste contato e estudo dessas variáveis, foi possível visualizar como a modelagem das situações de obra podem auxiliar no acompanhamento desta, já que é possível rapidamente mudar no PLAXIS as soluções de projeto, de acordo com as condições de campo. Em uma obra de túneis, em que o uso da instrumentação para rápida tomada de decisões é fato corriqueiro, a presença de profissionais que tenham *background* técnico suficiente para fazer simulações numérico-computacionais das ideias de alteração de projeto que surgem em obras é bastante útil.

Assim, acredita-se que os objetivos desta monografia, que eram demonstrar como considerações de projeto coerentes e precisas podem gerar soluções eficazes em obras subterrâneas e como a modelagem de um túnel pode auxiliar no acompanhamento da obra, foram atingidos.

7.1 – SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

Nesta monografia os projetos do túnel eram de conhecimento do autor e a obra já tinha terminado, porém, quando só há dados das investigações geotécnicas, os projetistas tem maiores riscos quanto a eficácia das considerações de projeto. Logo, apesar do julgamento de engenharia ter sido bem-sucedido, acredita-se que o uso de softwares que consigam representar os elementos de reforço separadamente, de forma a ter uma interação melhor representada entre os seus componentes, gerarão menos incertezas sobre a validade das simulações e, conseqüentemente, soluções mais eficientes. Além disso, uma possível sugestão é a comparação dos resultados obtidos nesta monografia utilizando o software PLAXIS com os obtidos por métodos analíticos, como o Novo Método Implícito (NMI), o que seria interessante para uma posterior validação deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AKHAVEISSY, A. H. (2011). Analysis of tunnel and super structures for excavation. *Scientia Iranica A*. 18 (1), pp 1-8.

BAKKER, K. J. (2003). Structural design of linings for bored tunnels in soft ground. *Heron*. 48 (1), p33-61.

BARBOSA, M. G.T. “Fotos de visitas técnicas.” 2012. Arquivos JPEG

BARBOSA, M. V.R. “Execução Túnel CIPLAN” [mensagem pessoal] Mensagem recebida por <maxtimo@gmail.com> em 18 set. 2015

BARTON, N.R.; LIEN, R.; LUNDE, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics and Rock Engineering (Springer)* 6 (4): 189–236.

BIENIAWSKI, Z. T. (1973). Engineering classification of jointed rock masses. *The Civil Engineering in South Africa, Johannesburg, SA*, pp 335-343.

BOBERMIN, M. P. (2014) Análise Paramétrica do Comportamento de Túneis Profundos Escavados em Rocha e Reforçados com Tirantes Passivos. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 82 p.

CARLETTO, M. F. W. (2009). Jet-grouting (sistema monofluido): Um Método Teórico Simplificado para a Previsão de Colunas. São Paulo: USP, 131 p.

CGC (2015). Injeções de consolidação. CGC, São Paulo, SP, pp 1-8.

COUTO, E. C. (2011). Um Modelo Tridimensional para Túneis Escavados em Rocha Reforçada por Tirantes Passivos. Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 141 p.

CROCE P., FLORA A., MODONI G. (2014). Jet Grouting – Technology, Design and Control. CRC Press, Boca Raton, Florida, USA, 298 p.

Drenos ou poços horizontais profundos. Disponível em: <http://tecper.com.br/drenos-horizontais-profundos.html>. Acesso em 20 de Maio de 2015.

DSI (2015). Systems, Spiles and Forepoling boards. DSI, Linz, Austria, pp 1-9.

Executive sequence of a jet-grouting column (in Czech). Disponível em: <http://www.zakladani.cz/en/>. Acesso em 10 de Abril de 2015.

Enfilagem tubular injetada. Disponível em: <http://infraestruturaurbana.pini.com.br/solucoes-tecnicas/35/artigo304609-1.aspx>. Acesso em 25 de Maio de 2015.

- GEOSONDA (2014). Metodologia Jet-Grouting. Geosonda, Cotia, SP, pp 1-3.
- Google Earth 2015. *Fábrica Ciplan SA 15°34'3.03"S, 47°51'17.40"W*, 3D Buildings data layer. Disponível em: <http://www.google.com/earth/index.html>. Acesso em 5 de Junho de 2015.
- GOUW, T. L. (2014). Common Mistakes on the Application of PLAXIS 2D in Analyzing Excavation Problems. *International Journal of Applied Engineering Research*. 9 (21), pp 8291-8311.
- GRANDIS, I. (1998). Rebaixamento de lençol d'água. Fundações – Teoria e Prática, Vários editores, Pini, São Paulo, SP, pp 581-595.
- Ground improvements for the SR 99 bored tunnel. Disponível em: <http://tunnelingonline.com/ground-improvements-sr-99-bored-tunnel/>. Acesso em 13 de abril de 2015.
- HARRISON, J.P. & HUDSON, J.A. (1997). *Engineering Rock Mechanics*. London: Pergamon. p98-102.
- HENAO-VERGARA, D. A. (2013). Análise Paramétrica da Técnica de Pré-Suporte com Enfilagens em Portais de Túneis. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM225-13, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 94 p.
- HOEK, E. 2004. RocScience. [ONLINE] Disponível em: <https://www.rocscience.com>. Acesso em 10 de Outubro de 2015.
- MACHADO, G. M. (2011). Análise por Elementos Finitos de Maciços Escavados por Túneis. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, SP, 102 p.
- MAIDL, B., THEWES, M., MAIDL, U. (2013) Handbook of Tunnel Engineering I – Structures and Methods. Ernst & Sohn, Berlin, DEU, 480 p.
- MAIDL, B., THEWES, M., MAIDL, U. (2014) Handbook of Tunnel Engineering II - Basics and Additional Services for Design and Construction. Ernst & Sohn, Berlin, DEU, 454 p.
- MARANGON, M. (2004). Apostila de tópicos em geotecnia e obras de terra. UFJF, Juiz de Fora, MG, pp 1-10.
- MARINOS, V. (2014). Tunnel behaviour and support associated with the weak rock masses of flysch. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*. (6) pp227-239
- MARTINS, P. A., ASSIS, A. P., FARIAS, M.M. (2008). Esforços Internos em Suporte de Túneis em Concreto Projetado a Baixas Idades. 2º Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas. São Paulo, SP, 18p.

MULLER, M.C.N. (2004). Rebaixamento de Lençol Freático: Indicações, Métodos e Impactos Decorrentes. Monografia, Anhembi Morumbi, São Paulo, SP, 84p.

PLAXIS (2010). Validation & Verification Manual. PLAXIS, Delft, HOL, pp29-44.

POWERS J. P., CORWIN A. B., C. SCHMALL P. C., KAECK W. E. (2007). Construction Dewatering and Groundwater Control_ New Methods and Applications. John Wiley & Sons, Hoboken, New Jersey, USA, 651 p.

RODIO (2014) Sub-horizontal consolidation by jet-grouting (in Deutsch). Rodio, Augsburg, Alemanha, 2p.

SARÉ, A. R. (2007). Simulações Numéricas. In: SARÉ, A. R. *Comportamento de Escavação Grampeada Instrumentada em Solo Residual*. Rio de Janeiro: Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. p272-314.

SILVA, J. C. B. J. (2010). Comportamento de Emboques de Túneis em Solos Residuais. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-065/2010, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 346 p.

SOLOTRAT (2015). Manual de Serviços Geotécnicos. Solotrat, São Paulo, SP, 93 p.

SOUZA, T.B.B. (2003). Tratamento de solo para execução de túneis urbanos. Monografia. Anhembi Morumbi, São Paulo, SP, 108p.

TECNOGEO (2009). Metodologia Jet-Grouting. Tecnogeo, São Paulo, SP, pp 1-9.

TEIXEIRA, A.H. (2012). Projeto geotécnico/estrutural do túnel para nova britagem CIPLAN – Sobradinho (DF) Relatório do projeto executivo. A.H. Teixeira, São Paulo, SP, 67p.

VALEC (2010). Projeto de complementação do túnel 2 – Anápolis (GO) Relatório do projeto executivo. VALEC, Brasília, DF, 85p.

VILLALBA FIORE, P.M.C., MAGHOUS, D.B., CAMPOS FILHO, A. (2014). Simulação do Processo de Escavação de Túneis por elementos finitos. *Asociación Argentina de Mecánica Computacional*. 33, 895-908.

VILLALBA FIORE, P. M. C. (2015). Um Modelo Tridimensional de Elementos Finitos para Túneis com Revestimento em Concreto Projetado e Pré-moldado. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, RS, 118 p.