

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**

**FACULDADE DE TECNOLOGIA**

**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ESTUDO DOS EFEITOS DE INJEÇÕES CIMENTÍCIAS NO  
COMPORTAMENTO DE TÚNEIS RASOS EM SOLOS  
METAESTÁVEIS**

**MAX GABRIEL TIMO BARBOSA**

**ORIENTADOR: ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, PhD**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA**

**PUBLICAÇÃO: G.DM-296/2018**

**BRASÍLIA/DF: FEVEREIRO DE 2018**

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

**ESTUDO DOS EFEITOS DE INJEÇÕES CIMENTÍCIAS NO  
COMPORTAMENTO DE TÚNEIS RASOS EM SOLOS  
METAESTÁVEIS**

**MAX GABRIEL TIMO BARBOSA**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E  
AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS  
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM GEOTECNIA.**

**APROVADA POR:**

---

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

**(ORIENTADOR)**

---

**JUAN FÉLIX RODRIGUEZ REBOLLEDO, PhD (Universidade de Brasília)**

**(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**TIAGO GERHEIM SOUZA DIAS, PhD (Universiteit Gent)**

**(EXAMINADOR EXTERNO)**

**DATA: BRASÍLIA/DF, 19 DE FEVEREIRO DE 2018.**

## FICHA CATALOGRÁFICA

BARBOSA, MAX GABRIEL TIMO

Estudo do efeito de injeções cimentícias no comportamento de túneis rasos em solos metaestáveis [Distrito Federal] 2018.

xv, 139 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2018)

Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

1. Injeções em solos

2. Melhoria de solos

3. Túneis rasos

4. Solos metaestáveis

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

BARBOSA, M.G.T. (2017). Estudo do efeito de injeções cimentícias no comportamento de túneis rasos em solos metaestáveis. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-296/2018, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 139 p.

## CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Max Gabriel Timo Barbosa

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Estudo do efeito de injeções cimentícias no comportamento de túneis rasos em solos metaestáveis

GRAU / ANO: Mestre / 2018

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado 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

Primeiramente a Deus, pelas bênçãos que sempre me agraciou. Aos meus pais, Max e Conceição, pela fortuna de tê-los sempre me apoiando e pelos sacrifícios que sempre fizeram pela minha formação. A meu irmão, Matheus, pelo senso crítico e científico que motiva a todos a pensarem por si. À minha namorada, Nina, que me alegra e me motiva a novas alçadas. Aos meus familiares e amigos, que me deixam falar de geotecnia e compreendem minha busca.

Ao povo brasileiro, que arcou com minha formação, e a quem espero retribuir. Aos professores da Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília que continuam me ensinando a cada aula e conversa. Agradeço em especial ao Professor André Brasil, por ter despertado em mim o interesse pela pesquisa. Agradeço muito ao Professor André Assis, por ter me acompanhado como orientador e motivador esses anos, por ser uma inspiração não só pessoal, mas também para o departamento e um dos meus ídolos da Geotecnia. Novamente, foi uma honra.

A todos os autores de artigos e livros técnicos de engenharia citados neste trabalho. Este trabalho só foi possível por conta dessa preocupação desses com a difusão do conhecimento.

À equipe da Phygeo, pela empolgação pela geofísica e determinação para obter os resultados.

A todos os colaboradores da Solotrat Centro-Oeste, por terem facilitado bastante o andamento desta dissertação e serem os maiores responsáveis por ela ter sido entregue no prazo. Ao amigo Azzi, por sempre estar disponível para conversas sobre injeção e por ter me apresentado o livro do Camberfort. Aos amigos George e Alberto pela aproximação com a prática da engenharia e oportunidades.

E, por fim, agradecer a meu pai, Max, mais uma vez, por me ensinar na vida e na engenharia.

## **RESUMO**

# **ESTUDO DOS EFEITOS DE INJEÇÕES CIMENTÍCIAS NO COMPORTAMENTO DE TÚNEIS RASOS EM SOLOS METAESTÁVEIS**

Com o crescimento urbano a escolha da localização de obras geotécnicas tem como principal fator a demanda populacional e não as propriedades dos maciços locais. Desse modo, soluções para a melhoria das condições geotécnicas desses maciços são necessárias para adequá-los a padrões admissíveis de desempenho de obras geotécnicas.

No Distrito Federal as condições geotécnicas são desfavoráveis devido ao comportamento metaestável do solo local, podendo apresentar abrupta variação volumétrica devido a esforços externos. Assim, há a necessidade de alternativas econômicas que viabilizem a execução de obras geotécnicas, como as soluções de melhoria de solos. Todavia, essas soluções ainda precisam ser mais estudadas quanto à interação com o solo metaestável de Brasília e quanto os efeitos provenientes dessa melhoria. Dentre as técnicas disponíveis para esse fim e que requerem maiores estudos tem-se as injeções.

Dessa forma, esta dissertação pretende aumentar o entendimento sobre injeções em solos, especialmente cimentícias, no perfil típico local e contemplar uma de suas maiores aplicações – obras de túneis. Para isso fez-se um estudo experimental em escala real no maciço característico de Brasília, com verificação por ensaios de campo e laboratório. Após a obtenção dos dados dessa execução, tentou-se prever, por meio de simulações numéricas, o efeito que essas injeções teriam no comportamento de uma obra geotécnica. Selecionou-se o estudo de caso mais completo de geotecnia em Brasília, o túnel do Metrô.

A execução experimental indicou melhora mínima de 44% no solo brasiliense quanto à compressibilidade. Já as simulações numéricas indicaram que usando o mesmo avanço utilizado no metrô de Brasília, mas com injeções cimentícias, os deslocamentos seriam mais de cinco vezes menores que à época da construção. Além disso, conseguiria se ter um avanço 67% maior no túnel com injeções cimentícias, respeitando valores máximos de perda de solo.

Dessa forma, com os resultados advindos da execução experimental e das simulações numéricas, deu-se um passo frente ao melhor entendimento dos efeitos das injeções cimentícias no solo brasiliense.

## **ABSTRACT**

# **STUDY OF THE EFFECTS OF GROUT INJECTIONS ON THE BEHAVIOUR OF SHALLOW TUNNELS EXCAVATED IN METASTABLE SOILS**

With the urban and population growth, the main factor for the location of geotechnical works is the population demand and not the conditions of the local geology. In this way, ground improvement solutions are necessary, needing constant innovation.

In the state of Distrito Federal, where this dissertation is based, the geotechnical conditions are unfavorable due to the metastable behavior of the local soil, which may present abrupt volumetric variation due to external solicitations. Thus, because of the need for economic solutions to make the execution of geotechnical works feasible, it is necessary to deepen the study on ground improvement solutions and their interaction with Brasília's metastable soil. Among these ground improvement solutions which require further studies are grout injections.

Thereby, this dissertation intends to increase the understanding of grout injections, especially cementitious, in Brasília's metastable soil and to contemplate one of the largest applications - tunnel works. For this, an experimental execution was carried out in the characteristic soil of Brasília, with the verification made by field and laboratory tests. After obtaining the data from the experimental execution, it was attempted to predict, through numerical simulations, the effect these injections would have on the progress of a tunnel work. As the most complete tunnel case study in Brasília was the Metrô tunnel, it was selected as basis for the numerical simulations of this dissertation.

The experimental works indicated a minimum improvement of 44% in the Brasília's metastable soil in terms of compressibility. The numerical simulations indicated that using the same advance rate used in the subway of Brasília, but with grout injections, the displacements would be more than five times smaller than at the time of construction. In addition, it would be possible to have a 67% higher excavation advance in the tunnel with grout injections, respecting maximum values of volume loss.

Thus, with the results obtained from the experimental execution and numerical simulations, a step was taken to better understand the effects of grout injections in the Brasília's metastable soil.

# ÍNDICE

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1	MOTIVAÇÃO .....	1
1.2	OBJETIVOS .....	1
1.3	ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO .....	2
<b>2</b>	<b>TÚNEIS URBANOS EM SOLOS METAESTÁVEIS .....</b>	<b>3</b>
2.1	TÚNEIS URBANOS .....	4
2.2	SOLOS METAESTÁVEIS.....	10
2.3	ARGILA POROSA DE BRASÍLIA.....	10
2.4	COMPORTAMENTO DE TÚNEIS EM SOLOS METAESTÁVEIS.....	11
2.5	ANÁLISE NUMÉRICA DE TÚNEIS EM SOLOS.....	11
<b>3</b>	<b>INJEÇÕES EM SOLOS.....</b>	<b>13</b>
3.1	FLUIDOS INJETÁVEIS.....	14
3.2	TÉCNICA TUBE-À-MANCHETTE .....	16
3.3	INJEÇÕES DE PERMEAÇÃO .....	19
3.4	INJEÇÕES DE FRATURAMENTO .....	28
3.5	INJEÇÕES DE COMPACTAÇÃO .....	32
3.6	JET GROUTING.....	36
3.7	PREVISÃO DA MELHORIA DOS SOLOS APÓS AS INJEÇÕES.....	39
3.8	CONTROLE DE QUALIDADE, MONITORAMENTO E VERIFICAÇÃO.....	43
3.9	CONSIDERAÇÕES QUANTO À INJEÇÃO DE SOLOS METAESTÁVEIS.....	47
<b>4</b>	<b>METODOLOGIA .....</b>	<b>48</b>
4.1	EXECUÇÃO EXPERIMENTAL.....	48
4.2	CONTROLE DE QUALIDADE E VERIFICAÇÃO .....	52
4.3	ANÁLISE NUMÉRICA .....	54
<b>5</b>	<b>EXECUÇÃO EXPERIMENTAL DE INJEÇÕES CIMENTÍCIAS EM SOLOS METAESTÁVEIS.....</b>	<b>67</b>
5.1	CARACTERIZAÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL .....	67
5.2	PLANEJAMENTO DA EXECUÇÃO EXPERIMENTAL.....	69
5.3	EXECUÇÃO DAS INJEÇÕES .....	77
5.4	VERIFICAÇÃO DAS INJEÇÕES.....	82
5.5	RESULTADOS E DISCUSSÃO .....	92

<b>6</b>	<b>ESTUDO DO AVANÇO DO TÚNEL DO METRÔ DE BRASÍLIA COM INJEÇÕES CIMENTÍCIAS.....</b>	<b>96</b>
6.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	96
6.2	DESLOCAMENTOS OBSERVADOS NA SEÇÃO S4294.....	97
6.3	RESULTADOS DE MARQUES (2006).....	99
6.4	ANÁLISE NUMÉRICA DA SEÇÃO S4294 SEM INJEÇÕES CIMENTÍCIAS 100	
6.5	ANÁLISE NUMÉRICA DA SEÇÃO S4294 COM INJEÇÕES CIMENTÍCIAS .....	102
6.6	DISCUSSÃO DOS RESULTADOS .....	103
<b>7</b>	<b>CONCLUSÕES .....</b>	<b>105</b>
7.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	107
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	109
	APÊNDICE .....	118



## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Valores típicos de porosidade (Fitts, 2015).....	24
Tabela 3.2 – Espaçamento típico de furos de injeção de permeação em solos (AFTES, 1991) .....	25
Tabela 3.3 – Diâmetro atingível das colunas no <i>Jet Grouting</i> convencional de acordo com o SPT (Tecnogeo, 2009).....	42
Tabela 3.4 – Propriedades típicas das colunas em <i>Jet Grouting</i> convencional de acordo com o tipo de solo (Tecnogeo, 2009) .....	42
Tabela 3.5 – Propriedades típicas das colunas (Han, 2015).....	43
Tabela 4.1 – Parâmetros inicialmente utilizados (modificado - Marques, 2006).....	59
Tabela 4.2 – Parâmetros do concreto projetado (Marques, 2006).....	59
Tabela 4.3 – Parâmetros de entrada do modelo HS .....	62
Tabela 4.4 – Parâmetros das camadas com efeitos das injeções cimentícias.....	64
Tabela 4.5 – Parâmetros dos elementos plate.....	64
Tabela 5.1 – Parâmetros da caracterização básica da argila arenosa vermelha do campo experimental (Mendoza, 2013) .....	68
Tabela 5.2 – Intervalo de parâmetros da argila arenosa vermelha do campo experimental (modificado - Mendoza, 2013) .....	69
Tabela 5.3 – Características da calda de cimento .....	93
Tabela 5.4 – Resultados dos ensaios de laboratório na calda de cimento após 90 dias de cura .....	95

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Deslocamentos radiais e deformação da face do túnel conforme o avanço da escavação (modificado – Felice, 2016) .....	3
Figura 2.2 – Esquematisação dos perfis de deslocamento no subsolo (modificado – Ayoagi, 1995).....	4
Figura 2.3 – Tipos de arco que podem ser formados (modificado – Lunardi, 2008) .....	5
Figura 2.4 – A linha conservativa ilustra a conservação da tensão principal menor ( $\sigma_3$ ), ou tensão confinante, que evita o desconfinamento do maciço e o crescimento da mobilização da resistência ao cisalhamento do maciço sob intervenção. A curva característica mostra como o acréscimo de coesão “c” do maciço e o aumento de $\varphi$ , o ângulo de atrito interno, podem possibilitar maiores resistências ao cisalhamento (modificado – Lunardi, 2008). 8	8
Figura 2.5 – Injeções de compensação acima de túneis TBM para evitar deslocamentos superficiais excessivos no projeto da linha Norte-Sul do metrô de Amsterdã (modificado – Bezuijen <i>et al.</i> , 2011).....	9
Figura 2.6 – Malha de injeções de compensação acima de túneis TBM em Londres, no projeto do London CROSSRAIL (Knight, 2016).....	9
Figura 3.1 – Diferentes tipos de técnicas de injeção e seus princípios de ação. (modificado - Moretrench, 2016).....	13
Figura 3.2 – Faixa de solos passíveis de aplicação de cada técnica de injeção (modificado - Hayward Baker, 2016).....	14
Figura 3.3 – Aplicações das injeções por tipo de fluido em solos e rochas (modificado – Warner, 2004) .....	15
Figura 3.4 – (a) Viscosidade aparente de fluidos binghamianos ao longo do tempo. (b) Viscosidade de fluidos newtonianos ao longo do tempo (modificado – Powers <i>et al.</i> , 2007) .....	16
Figura 3.5 – Tubo de injeção da técnica de <i>tube-à-manchette</i> . (modificado – Zirlis <i>et al.</i> , 2015) .....	17
Figura 3.6 – Obturador duplo .....	20
Figura 3.7 – Injetabilidade de solos de acordo com faixas granulométricas, para injeções de permeação (modificado – Powers <i>et al.</i> (2007)).....	21

Figura 3.8 – Limite de injetabilidade de injeções de permeação baseado na permeabilidade de areias e pedregulhos (modificado – Camberfort, 1977).....	23
Figura 3.9 – Faixa de tamanhos de grãos de suspensões de partículas (modificado – Warner, 2004).....	23
Figura 3.10 – Arranjo típico de furos de injeção (modificado – Powers <i>et al.</i> , 2007).....	26
Figura 3.11 – Rede de lentes de injeção interconectadas de injeções de fraturamento. Simplificação válida para altas pressões de injeção e alto fator a/c (calda de cimento menos viscosa) (modificado – Shuttle & Jefferies, 2000).....	28
Figura 3.12– Princípio de ação das injeções de fraturamento. Várias alterações de volume local $\Delta V_i$ , juntas, formam uma alteração de volume global $\Delta V$ , que alteram o volume inicial $V_o$ para $V_o + \Delta V$ , deslocando o solo circundante (modificado – Schweiger <i>et al.</i> , 2004).....	29
Figura 3.13– Modelagem conceitual de injeções de fraturamento em a) estágio inicial da injeção, b) início da fratura, c) penetração da calda na fratura, com calda de baixa viscosidade, que gera fraturas finas, d) penetração da calda na fratura, com calda de alta viscosidade, que gera fraturas grossas.....	30
Figura 3.14– Mecanismo de falha do solo por fraturamento hidráulico (Han, 2015).....	31
Figura 3.15– Comportamento típico das pressões durante a injeção do maciço (modificado - Zirlis <i>et al.</i> , 2015).....	32
Figura 3.16 – Princípio de ação das injeções de compactação. O fluido muito viscoso gera uma alteração de volume global $\Delta V$ , que altera o volume inicial $V_o$ para $V_o + \Delta V$ , deslocando o solo circundante - (modificado – Schweiger <i>et al.</i> , 2004).....	33
Figura 3.17 – Faixas de agregados aceitáveis para utilização em injeções de compactação (modificado – Warner, 2004).....	33
Figura 3.18 – Escavação de colunas de injeções de compactação (B1) e injeções de fraturamento com fluido viscoso (B6) (modificado – Warner, 2004).....	34
Figura 3.19 - Sistemas <i>Jet Grouting</i> . a) monofluido, b) bifluido e c) trifluido (modificado - Croce <i>et al.</i> , 2014).....	37

Figura 3.20- Sequência executiva de uma coluna. a) posicionamento, b) perfuração até a cota de fundo de projeto, c) subida da haste em rotação enquanto se faz a injeção <i>Jet Grouting</i> , d) finalização (Han, 2015) .....	38
Figura 3.21 – Erodibilidade dos solos pelos sistemas de <i>Jet Grouting</i> . O sistema é pouco recomendado para argilas de alta plasticidade e rochas muito alteradas (modificado – Hayward Baker, 2016).....	40
Figura 3.22 – Intervalo de resistências de colunas convencionais de <i>Jet Grouting</i> de acordo com o tipo de solo (modificado – Warner, 2004) .....	41
Figura 3.23 – Variação das velocidades das ondas S obtidas por meio do ensaio CBT antes e depois de injeções de compactação (modificado – Xanthakos <i>et al.</i> , 1994) .....	45
Figura 3.24 – Relação entre o módulo de Young e a tensão confinante $\sigma_3$ em areias Fontainebleau injetadas por permeação de diferentes fluidos (modificado – Gouvenot, 1998).....	45
Figura 3.25 – Relação entre a resistência de pico e a tensão confinante $\sigma_3$ em areias Seine injetadas por permeação de diferentes fluidos (modificado – Gouvenot, 1998) .....	46
Figura 3.26 – N de maciços antes e após injeções de permeação com a profundidade (modificado – Warner, 2004).....	46
Figura 4.1 – Vista superior do arranjo das injeções. Cada disco vermelho é um furo em que injeções <i>tube-à-manchette</i> seriam executadas. ....	52
Figura 4.2 – Vista da seção A-A do arranjo das injeções. Dimensões em m.....	52
Figura 4.3 - Planta da localização da seção S4294 (modificado - Marques, 2006).....	56
Figura 4.4 - Estratigrafia local (Marques, 2006) .....	56
Figura 4.5 - Seção S4294 (modificado - Marques, 2006) .....	57
Figura 4.6 - Sequência construtiva à época da construção, com os eixos de referência utilizados .....	57
Figura 4.7 - Avanço construtivo simulado: a) seção não escavada; b) escavação da calota; c) escavação do núcleo e da bancada e d) ativação dos elementos de concreto projetado..	60

Figura 4.8 - Malha gerada - 50,0 x 60,0 x 45,6 m. A malha continha 2337 elementos, 7376 pontos nodais e 14022 pontos de integração. Malha refinada o máximo possível de acordo com a capacidade do computador utilizado (4 GB de RAM).....	60
Figura 4.9 - Malha gerada, de mesmas dimensões da Fig. 4.8, considerando o avanço de 2,4 m com a disposição proposta das injeções para o estudo do avanço provável da seção S4294. A malha continha 3686 elementos, 11392 pontos nodais e 22116 pontos de integração. Malha refinada o máximo possível de acordo com a capacidade do computador utilizado (4 GB de RAM).....	65
Figura 5.1 – Perfil estratigráfico do solo do campo experimental. AAMV refere-se a argila arenosa de consistência mole e cor vermelha, SAMM a silte arenoso de consistência média e cor marrom, SADB a silte arenoso de consistência dura e cor branca, ASSMO a argila siltosa de consistência média e cor marrom escura e SARA refere-se a silte arenoso de consistência rija e cor amarela. O nível d’água encontrava-se a 4,5 m de profundidade (Mendoza, 2013) .....	68
Figura 5.2 – Detalhe do equipamento utilizado para os testes preliminares .....	73
Figura 5.3 – Detalhe do bit de perfuração (tricone com <i>inserts</i> de carboneto de tungstênio) e da perfuração dos furos, feita utilizando água como fluido de perfuração .....	74
Figura 5.4 – Inserção do PVC manchettato até a cota de fundo (3,5 m).....	74
Figura 5.5 – Injeção das válvulas manchete, após a cura da bainha por 12h. ....	75
Figura 5.6 – Escavação do furo piloto 1, em que haviam 2 manchetes/m, e detalhe da parede da escavação. Formou-se uma lente de 200 mm circular, semelhante a uma laje.....	75
Figura 5.7 – Escavação do furo piloto 2, em que haviam 3 manchetes/m. Observou-se um mecanismo de deslocamento do solo circundante, com a calda de cimento endurecida próxima às manchetes.....	76
Figura 5.8 – Tubo PVC manchettato (330 mm de espaçamento entre manchetes, em preto). 77	
Figura 5.9 – Perfuração dos furos por meio de perfuratriz elétrica, com circulação de água, com o mesmo tricone da Fig. 5.6.....	78
Figura 5.10 – Injeção da bainha, de baixo para cima.....	78
Figura 5.11 – Vista da calda moldada em corpo de prova (dimensões do corpo de prova: 50 x 100 mm).....	79

Figura 5.12 – Injeção das manchetes mais profundas, mangueira e obturador inseridos no tubo PVC manchetado.....	79
Figura 5.13 – Injeção das manchetes mais rasas, mangueira e obturador inseridos no tubo PVC manchetado .....	80
Figura 5.14 – Verificação da resistência à compressão da bainha após 12h, por prensa hidráulica .....	80
Figura 5.15 – Funil Marsh utilizado para os testes de viscosidade da calda.....	81
Figura 5.16 – Reômetro de placa de Lombardi utilizado para os testes de coesão da calda...	81
Figura 5.17 – Vista superior após a finalização da execução das injeções .....	82
Figura 5.18 – Disposição dos geofones. Cada linha é espaçada 0,5 m da outra e a origem de cada linha (1 e 2) foi arbitrada de forma a maximizar os resultados, segundo Phygeo (2017) .....	83
Figura 5.19 – Posicionamento dos geofones da técnica MASW, 0,5 m espaçados.....	83
Figura 5.20 – Fonte emissora da técnica MASW. A batida do martelo na placa de metal emite um sinal que é captado pelos geofones e transferido para a aquisidora de dados, que registra a diferença do tempo de chegada das ondas de cada geofone.....	84
Figura 5.21 – Testes GPR.....	85
Figura 5.22 – Locação dos ensaios SPT.....	86
Figura 5.23 – Tripé e martelo utilizados nos ensaios SPT .....	87
Figura 5.24 – Detalhe do amostrador utilizado nos ensaios SPT .....	87
Figura 5.25 – Vista frontal do furo F3, com a bainha, a calda de cimento endurecida e a região de cor cinza devido à filtração por pressão.....	88
Figura 5.26 – Região entre os furos, com comportamento de compactação e regiões da argila com cor cinza devido à filtração por pressão.....	89
Figura 5.27 – Retirada dos corpos de prova.....	89
Figura 5.28 – Calda de cimento entremeada com o solo local. Somente se conseguiu retirar esta fração de solo aderida por meio do uso de torno mecânico.....	90
Figura 5.29 – Posicionamento típico dos corpos de prova no equipamento utilizado para o ensaio de carga puntiforme, cujo funcionamento é descrito em Hidalgo (2002) .....	91

Figura 5.30 – Modos de fratura dos 10 corpos de prova requeridos para o ensaio .....	91
Figura 5.31 – Posicionamento típico dos corpos de prova. O equipamento de ensaio de compressão uniaxial utilizado tem seu funcionamento descrito em Humboldt (2008) ..	92
Figura 5.32 – Exemplo de ruptura .....	92
Figura 5.33 – Resultado dos ensaios SPT .....	94
Figura 6.1 - Evolução dos deslocamentos em relação ao eixo do túnel em diferentes profundidades (modificado - Marques, 2006) .....	98
Figura 6.2 - Evolução dos deslocamentos superficiais em relação à distância da frente de escavação (modificado - Marques, 2006).....	98
Figura 6.3 - Deslocamentos superficiais observados na seção S4294 e calculados utilizando o modelo Mohr-Coulomb (modificado - Marques, 2006).....	99
Figura 6.4 - Evolução dos deslocamentos em relação ao eixo do túnel em diferentes profundidades da seção S4294 e dos deslocamentos obtidos utilizando o modelo Mohr-Coulomb (modificado - Marques, 2006).....	100
Figura 6.5 - Deslocamentos superficiais obtidos da simulação da seção S4294 por meio do modelo de Mohr-Coulomb comparados aos resultados de campo (pôr a distância em cima) .....	100
Figura 6.6 - Perfil de deslocamentos relativos ao eixo do túnel obtidos da simulação da seção S4294 por meio do modelo de Mohr-Coulomb comparados aos resultados de campo	101
Figura 6.7 - Perfil de deslocamentos em profundidade relativos ao eixo do túnel obtidos da simulação da seção S4294 por meio do modelo HS comparados aos resultados de campo .....	101
Figura 6.8 - Deslocamentos obtidos da simulação com injeções cimentícias por avanço de túnel na seção S4294 .....	102
Figura 6.9 - Perfil de deslocamentos em profundidade relativos ao eixo do túnel obtidos da simulação da seção S4294 por meio do modelo HS com injeções cimentícias.....	102

## 1 INTRODUÇÃO

Em ambientes urbanos, especialmente metrópoles, locais com boas condições geotécnicas para infraestrutura tem se tornado cada vez mais escassos. Para que as condições geotécnicas adversas *in situ* sejam superadas, as soluções geotécnicas são diversas. Estacas, geossintéticos, melhoria e reforço de maciços, entre outras soluções, são utilizadas para o condicionamento e controle de maciços e viabilizam diversos empreendimentos.

As injeções cimentícias, em particular, tem a característica de serem uma intervenção local, somente aplicada onde o tratamento do maciço realmente é necessário, com um custo final competitivo frente a outras soluções.

Dentre as diversas aplicações das injeções cimentícias para remediar condições geotécnicas desfavoráveis, uma aplicação tem crescido em uso devido à franca expansão das obras subterrâneas no mundo, que são as injeções cimentícias em maciços circundantes aos túneis.

### 1.1 MOTIVAÇÃO

Em Brasília, Distrito Federal, há predominância de solo estável somente sob certas condições, ou seja, metaestável, com espessura de até 40 m (Farias & Assis, 1996). Assim, a infraestrutura da cidade interage com esse maciço, com ampla gama de aplicação das injeções cimentícias para o condicionamento do solo local. Entretanto ainda não se estudou de maneira mais aprofundada essa interação das injeções com a argila porosa colapsível local.

Um dos exemplos desse fato foi a construção do metrô de Brasília por túneis relativamente rasos, com deslocamentos superficiais muito elevados, com um resultado final de construção podendo ser considerado insatisfatório quanto à perda de solo, sob o ponto de vista de instituições como a FHWA (Hung *et al.*, 2009). Ressalta-se, entretanto, que a obra dos túneis do metrô foi bastante instrumentada, sem risco à população devido aos altos deslocamentos e hoje serve de aprendizado para futuras obras.

Assim, por conta dos numerosos estudos posteriores à construção dos túneis do metrô de Brasília, com amplo acesso aos dados da instrumentação, juntamente à escassez de estudos da interação injeção-argila porosa colapsível, decidiu-se, nessa dissertação, realizar o estudo do efeito das injeções cimentícias no comportamento de túneis rasos em solos metaestáveis.

### 1.2 OBJETIVOS

O objetivo geral da dissertação é o estudo do efeito das injeções cimentícias no comportamento de túneis rasos em solos metaestáveis.



Como objetivos específicos, tem-se:

- Apresentar métodos empíricos e analíticos relatados na literatura mas pouco usados no Brasil para o projeto e execução de injeções cimentícias;
- Estudar o comportamento de injeções cimentícias na argila porosa de Brasília;
- Apresentar especificações e metodologia para injeções *tube-à-manchette* em Brasília;
- Estudar o comportamento de túneis rasos escavados na argila porosa de Brasília, especialmente relacionado às taxas de avanço, com e sem injeções cimentícias, por meio de simulações numéricas tridimensionais.

### 1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está dividida em sete capítulos e quatro apêndices.

O primeiro capítulo consiste da presente introdução com a motivação da pesquisa, os objetivos desta e o escopo da dissertação.

O segundo capítulo contém conceitos básicos da construção de túneis e do comportamento de solos metaestáveis.

No terceiro capítulo mostra-se os conceitos fundamentais das injeções de solos. Perpassou-se por características de fluidos injetáveis e a conceituação dos tipos de injeção. Além disso apresentou-se o controle de qualidade, verificação e monitoramento necessário em obras de injeções. Dessa forma foi possível obter a fundamentação teórica para este.

O quarto capítulo descreve de forma detalhada a metodologia desta dissertação, composta pela execução experimental, controle de qualidade e verificação e análise numérica.

O quinto capítulo consistiu da descrição minuciosa da execução experimental das injeções cimentícias no campo experimental da Solotrat Centro-Oeste. Para isso descreveu-se as características do campo experimental, o planejamento executivo das injeções, sua execução, verificação e resultados.

No sexto capítulo o estudo do avanço do metrô de Brasília com injeções cimentícias foi realizado por meio de simulações numéricas tridimensionais. Dessa forma tentou-se observar os efeitos que as injeções cimentícias teriam em uma obra geotécnica real.

No sétimo capítulo pode-se apresentar as conclusões obtidas na presente dissertação e sugestões de trabalhos futuros.

## 2 TÚNEIS URBANOS EM SOLOS METAESTÁVEIS

A escavação de túneis causa a redistribuição das tensões atuantes no maciço sendo escavado; tanto o processo de escavação de túneis quanto a redistribuição de tensões são tridimensionais. Tanto o acréscimo de tensão gerado em alguns locais das proximidades da área de escavação do túnel quanto o decréscimo de tensão gerado em outros pontos dessa região escavada resultam em deslocamentos internos, de magnitude dependente das propriedades mecânicas do maciço local. Esses deslocamentos internos são responsáveis pela perda de solo, expressão cunhada para descrever o volume de solo que converge para dentro da área escavada em relação ao total da área escavada (Peck, 1969). Essa perda de solo advém da convergência das paredes do túnel e da deformação da frente de escavação (Lunardi, 2008).

Este comportamento é ilustrado na Fig. 2.1.

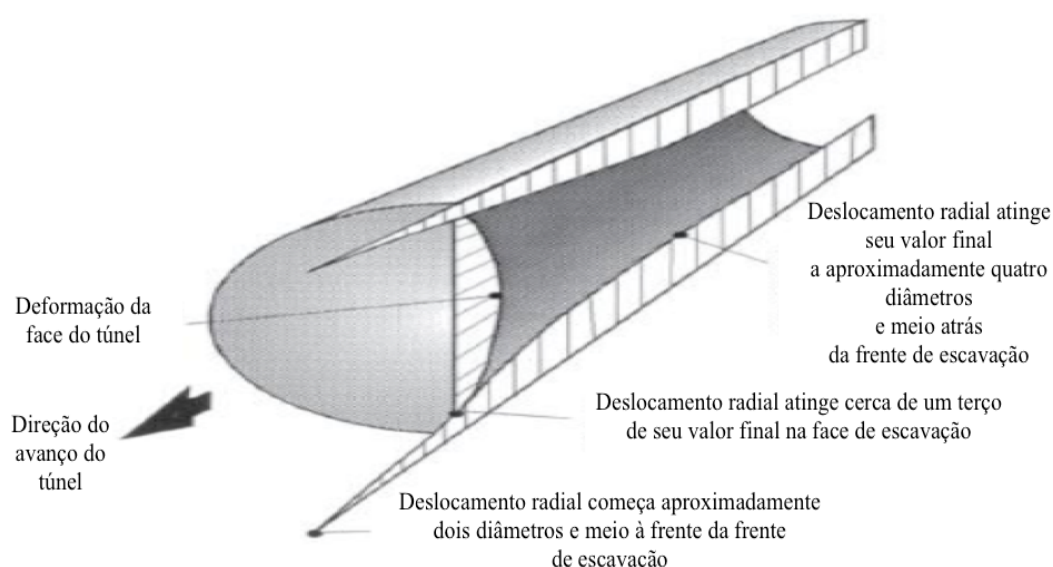


Figura 2.1 – Deslocamentos radiais e deformação da face do túnel conforme o avanço da escavação (modificado – Felice, 2016)

Os deslocamentos internos observados na Fig. 2.1 se propagam à superfície, especialmente em túneis urbanos, que são comumente rasos, de até 30 m de profundidade. A Fig. 2.2 ilustra os perfis comuns à profundidade devido à escavação de túneis rasos de acordo com o tipo de solo, com os deslocamentos aumentando próximo à abóbada do túnel. A previsão desses deslocamentos é importante para aferir a influência da escavação do túnel na infraestrutura circundante.

Modo I = solos não coesivos

Modo II = solos coesivos

Sd = Deslocamentos na superfície

Sa = Deslocamento na abóbada

R = Raio da zona plástica

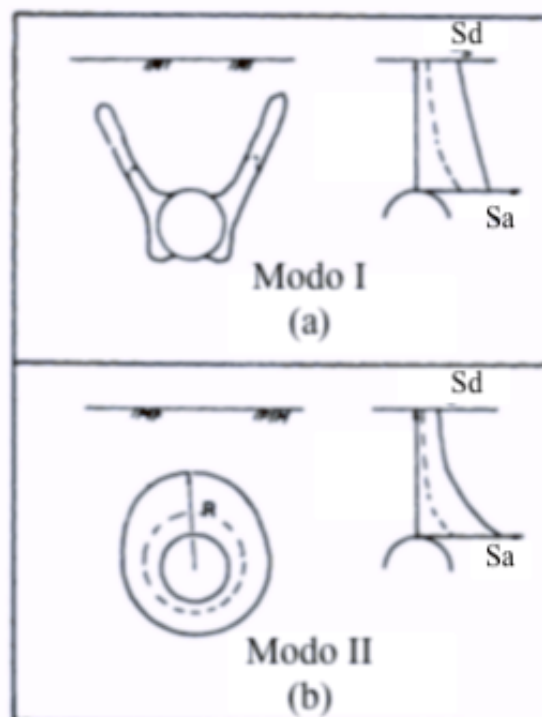


Figura 2.2 – Esquematização dos perfis de deslocamento no subsolo (modificado – Ayoagi, 1995)

## 2.1 TÚNEIS URBANOS

Para um crescimento econômico sustentável a infraestrutura de uma nação deve ser priorizada. Dentre as construções necessárias para acompanhar esse desenvolvimento econômico estão os túneis, rurais e urbanos. Utilizados como instrumento de viabilização de transporte de pessoas, cargas e matérias primas, de abastecimento de água e escoamento de esgoto, os túneis e as obras subterrâneas estão incluídos nas diretrizes da ONU para um século XXI mais sustentável e próspero (ONU 2013, *apud* Broere, 2016).

Para atender essas diretrizes os avanços tecnológicos da construção de túneis no século XXI estão direcionados ao aumento da produtividade e sustentabilidade dos processos tuneleiros. Esses avanços são cruciais especialmente em áreas urbanas, em que prazos cada vez menores são comuns devido à demanda crescente da população urbana por maior capacidade dos transportes públicos (Broere, 2016). Ademais, nas metrópoles modernas, vê-se um aumento na exigência da população quanto aos aspectos ambientais. Considera-se que a maioria dos túneis urbanos são escavados em maciços mais abrasáveis. Túneis em rocha são escavados de maneira diferente e não serão abordados nessa dissertação. Como literatura de referência recomenda-se Hung *et al.* (2009) e Maidl *et al.* (2013 e 2014).

### 2.1.1 TÚNEIS URBANOS ESCAVADOS SEQUENCIALMENTE

As escavações sequenciadas de túneis (SEM), antigamente chamadas de NATM, são processos de grande versatilidade, com a possibilidade de gerar quaisquer tipos de geometrias, podendo adaptar soluções de outros tipos de obra para a construção do túnel. Mesmo em meios urbanos pode ser uma solução viável econômica e tecnicamente. Apesar do crescente uso de tuneladoras para a construção de túneis metroviários, os acessos às estruturas subterrâneas ainda são majoritariamente construídos utilizando o método SEM (Dias, 2013) e é crescente o uso do método SEM em túneis mais curtos em que o alto custo inicial de uma tuneladora não é viável.

O principal objetivo de projeto de um túnel SEM é a formação de um arco autoportante, mobilizando a resistência do maciço circundante ao túnel, utilizando-o como parte do sistema de suporte (Lunardi, 2008). A geometria, passo de escavação, tempo de instalação de suporte e tipo de suporte são escolhidos de maneira que essa mobilização da resistência do maciço seja alcançada. Essa mobilização é genericamente chamada de efeito de arco.

A Fig. 2.3 ilustra o efeito de arco em diferentes condições do maciço. O uso de medidas de estabilização, como parcialização da escavação e condicionamento de maciços, é comum, especialmente nas condições 2 e 3 ilustradas na Fig. 2.3, a fim de que o túnel SEM prossiga com um avanço de escavação previsível.

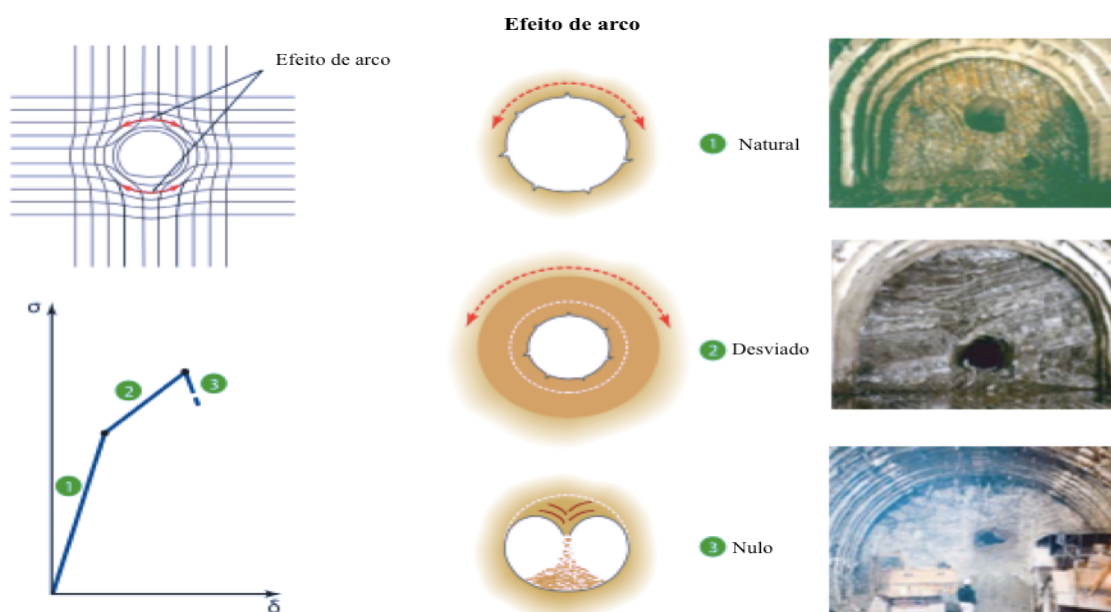


Figura 2.3 – Tipos de arco que podem ser formados (modificado – Lunardi, 2008)

Segundo Hung *et al.* (2009) o método SEM abrange os seguintes passos:

- Investigação detalhada do subsolo, classificação do tipo de frente a ser escavada e escolha do tipo de escavação empregada a depender dos resultados desses estudos;
- Escolha do avanço máximo sem suporte;
- Tipos de suporte a serem utilizados (concreto projetado e seu reforço, reforço do maciço por meio de tirantes ou chumbadores, tanto na frente de escavação quanto nas laterais do túnel);
- Parcialização da escavação a ser empregado (calota, bancada, arco invertido e galerias laterais);
- Requisitos de fechamento do anel contínuo fechado do suporte e tempo máximo de instalação;
- Medidas de estabilização de pré-suporte (enfilagens);
- Previsão de instrumentação e monitoramento;
- Medidas de condicionamento de maciços a serem feitas antes da construção do túnel.

Pela versatilidade do método SEM a literatura acerca do tema é vasta e possui alguns temas ainda não pactuados. Recomenda-se Lunardi (2008), Hung *et al.* (2009) e Maidl *et al.* (2013) para uma visão mais aprofundada do estado da arte do método SEM.

### **2.1.2 TÚNEIS URBANOS ESCAVADOS POR TUNELADORAS**

O processo construtivo de túneis por tuneladoras (TBM) ou construção mecanizada é bastante utilizado para construção de túneis urbanos, especialmente metroviários e túneis longos. Os principais motivos da utilização de tuneladoras frente aos métodos SEM são o menor prazo de execução e deslocamentos superficiais induzidos comumente menores (Maidl, 2013). Existem diversos tipos de tuneladoras, que consistem numa escavação sempre a face plena; elas são escolhidas de acordo com condicionantes geológicos e geotécnicos do local em que o túnel deve ser construído. São máquinas de escavação completas, rotativas (com cabeças de corte) que geralmente podem ser classificadas em duas categorias gerais: *Gripper* e segmentada (com escudo). As máquinas segmentadas são as rotineiramente utilizadas para túneis urbanos, as máquinas *Gripper* são utilizadas em túneis em rocha competente.

Segundo Hung *et al.* (2009) modernamente as tuneladoras segmentadas mais utilizadas são as máquinas tipo EPB e SFM. Ambas utilizam mecanismos de balanceamento de pressões de face para a estabilização da frente de escavação. As tuneladoras EPB são mais indicadas para solos finos saturados, especialmente as argilas. Já as máquinas SFM são utilizadas majoritariamente em solos mais grossos saturados, como as areias. Atualmente também se desenvolveu as

máquinas híbridas, mais adaptáveis a condições de maciços mistas e mais instáveis (Hung *et al.*, 2009), bem como o uso de aditivos pode flexibilizar o uso de tuneladoras em diferentes tipos de maciços.

A explicação detalhada do funcionamento interno de cada tipo de tuneladora pode ser encontrada em Hung *et al.* (2009) e Maidl *et al.* (2013).

### **2.1.3 CONDICIONAMENTO DE MACIÇOS DE TÚNEIS**

Em túneis, pelo maciço ser natural, há uma necessidade da alteração das propriedades hidráulico-mecânicas de maciços *in situ* de forma que a construção do túnel seja viável. Isso é ainda mais necessário em túneis rasos e locais de maciços pouco competentes, e.g. túneis escavados em argila mole.

Existem diversas técnicas para esses objetivos; é um mercado de constante inovação. Essas técnicas de melhoria de maciços e suas adaptações podem ser classificadas em conservativas e de melhoria. As técnicas conservativas são aquelas que minimizam o desconfinamento do maciço escavado (diminuição da tensão principal menor,  $\sigma_3$ ). Já as técnicas de melhoria são aquelas que promovem uma melhoria das propriedades mecânicas do maciço, dependentes do comportamento característico do maciço sendo escavado. Uma forma de ilustrar ambas técnicas pode ser visualizada na Fig. 2.4.

A previsão da necessidade desses condicionamentos é fundamental para estimativas de custo, prazo e qualidade final do produto entregue – o túnel. Dessa forma, o estudo aprofundado dessas alternativas de condicionamento de maciços leva a uma construção de túneis mais eficiente.

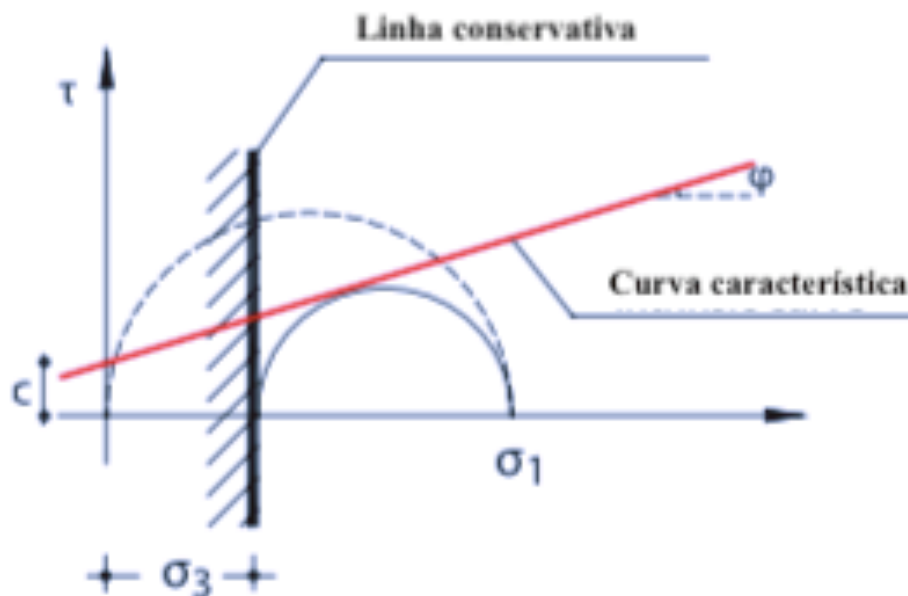


Figura 2.4 – A linha conservativa ilustra a conservação da tensão principal menor ( $\sigma_3$ ), ou tensão confinante, que evita o desconfinamento do maciço e o crescimento da mobilização da resistência ao cisalhamento do maciço sob intervenção. A curva característica mostra como o acréscimo de coesão “c” do maciço e o aumento de  $\phi$ , o ângulo de atrito interno, podem possibilitar maiores resistências ao cisalhamento (modificado – Lunardi, 2008)

#### 2.1.4 APLICAÇÃO DO CONDICIONAMENTO DE MACIÇOS EM TÚNEIS ESCAVADOS POR TUNELADORAS

A escavação por meio de tuneladoras é tida por parcela considerável da comunidade tuneleira como completa, sem necessidade de intervenções alheias às máquinas. Contrariamente a essa intuição, há situações relativamente frequentes em que as tuneladoras não conseguem avançar adequadamente por conta de falta de condicionamento do maciço sendo escavado. Estas situações ocorrem especialmente em frentes estratificadas com diferenças abruptas de rigidez e resistência entre camadas, locais que necessitam de deslocamentos superficiais resultantes muito pequenos (de magnitude milimétrica) e locais em que existem condições geológicas diferentes das apropriadas para o tipo de máquina escolhida, i.e., uma máquina própria para túneis escavados em maciços de granulometria mais grossa (SFM) encontra uma formação silto-argilosa. O condicionamento de maciços de túneis escavados por tuneladoras é intrinsecamente relacionado a essas situações, buscando condicionar o maciço de forma que se possa continuar com as taxas de avanço previamente obtidas naquele serviço específico. Casos de obra de túneis escavados por tuneladoras que necessitaram intervenção e condicionamento

de maciços são comuns (Bezuijen *et al.*, 2011, Koshima *et al.*, 2016, Knight, 2016). Exemplos de obra que necessitaram do condicionamento do maciço local, podem ser vistos nas Fig. 2.5 e 2.6.

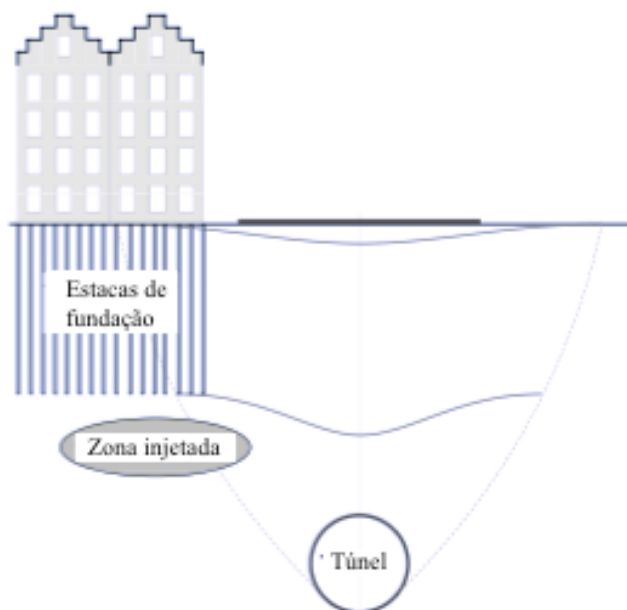


Figura 2.5 – Injeções de compensação acima de túneis TBM para evitar deslocamentos superficiais excessivos no projeto da linha Norte-Sul do metrô de Amsterdã (modificado – Bezuijen *et al.*, 2011)

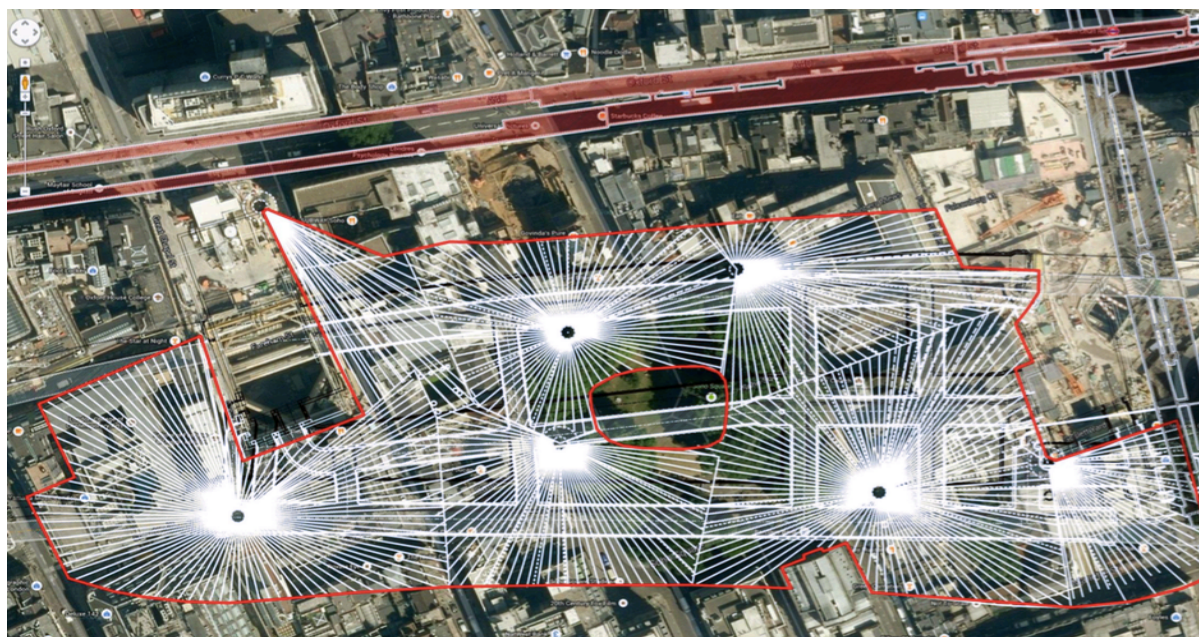


Figura 2.6 – Malha de injeções de compensação acima de túneis TBM em Londres, no projeto do London CROSSRAIL (Knight, 2016)



## 2.2 SOLOS METAESTÁVEIS

Solos metaestáveis, ou colapsíveis, são por definição solos não saturados que sob molhagem ou cargas adicionais ou ambas ações sofrem um rearranjo radical de suas partículas e uma considerável redução de volume. Xanthakos *et al.* (1994) relata que a maior parte desses solos são de origem eluvial, como o *loess*. Ademais, planícies de inundação, fluxo de lama, depósitos de origem coluvionar, solos residuais e turfas vulcânicas podem originar solos colapsíveis. Todos esses depósitos são caracterizados por terem uma estrutura aberta e estruturada, com possibilidade de drástica redução de volume devido a alterações no campo de tensões efetivas.

A colapsibilidade do solo, segundo Xanthakos *et al.* (1994), depende fundamentalmente de três condições:

- Estrutura aberta, parcialmente saturada;
- Coesão inicialmente alta devido a efeitos de ligação química ou cimentação, com suscetibilidade de ser diminuída sob molhagem;
- Alteração no campo de tensões de intensidade alta o suficiente para instabilizar a condição metaestável.

Anteriormente ao desenvolvimento urbano esses solos podiam ser evitados; entretanto, nas grandes cidades brasileiras, essa situação já não ocorre. Dentre essas cidades, Brasília se destaca tanto por ter sua infraestrutura majoritariamente em zonas em que solos metaestáveis são preponderantes quanto pelo estudo aprofundado desse tipo de solo (Cardoso, 1995).

## 2.3 ARGILA POROSA DE BRASÍLIA

O clima do Distrito Federal é típico do cerrado Brasileiro, classificado como tropical de savana e temperado chuvoso de inverno seco, com altas temperaturas durante todo o ano. A concentração da precipitação pluviométrica se dá no período de Outubro a Abril, enquanto a estação seca e fria se situa entre Maio e Setembro.

Segundo Araki (1997), essas condições climatológicas alternantes são propícias aos processos de lixiviação e laterização, os quais geram microagregações de textura arenosa unidas umas às outras por meio de pontes cimentantes de argila, sustentando uma estrutura porosa, com permeabilidade de solos granulares finos ( $10^{-5}$  a  $10^{-6}$  m/s) e metaestável. O solo tem baixa resistência ao cisalhamento e alta compressibilidade. Ademais cita-se a grande diminuição da rigidez pós-colapso (Farias & Assis, 1996).

Segundo Cardoso (1995), esta camada de argila porosa, que é superficial, tem espessura média de 15 a 30 m, apesar de que locais com 40 m de espessura de argila porosa também são encontrados. O lençol freático na região é profundo, com locais de profundidade superior a 40 m (Farias & Assis, 1996).

## **2.4 COMPORTAMENTO DE TÚNEIS EM SOLOS METAESTÁVEIS**

Devido à condição de estabilidade de solos metaestáveis ser sensível a pequenas variações no campo de tensões efetivas, a construção de túneis nestes solos é de grande dificuldade. Inclusive, poucos túneis em solos metaestáveis são relatados na literatura, já que usualmente se aprofunda o eixo dos túneis para locais em que a zona de influência da escavação não alcance a camada de solo metaestável.

Farias & Assis (1996) e Ortigão *et al.* (1996) descrevem a construção do metrô de Brasília, descrita detalhadamente no Capítulo 6 deste trabalho. Nesses túneis houve grandes deslocamentos. Chiriotti *et al.* (2005) relatam o uso de injeções de compensação em um túnel escavado por uma tuneladora EPB em Porto, Portugal, para evitar que houvesse alterações no campo de tensões da camada colapsível superficial e para compensar possíveis deslocamentos devido a construção do túnel. Li *et al.* (2016) relatam a escavação de um túnel de uma ferrovia construída em local de solos de *loess* utilizando o método SEM, na China. Xue *et al.* (2017) relatam que o uso do método SEM tem sido muito utilizado na China para construção de túneis em solos metaestáveis de *loess*.

Uma característica comum entre os relatos de túneis escavados pelo método SEM em solos metaestáveis foi a admissibilidade de altos deslocamentos devido aos túneis serem escavados em locais de pouca infraestrutura. Os solos metaestáveis após o colapso alcançaram, após considerável redução de volume, uma nova condição de estabilidade, que não diminuiu a segurança da escavação, especialmente devido aos túneis SEM serem escavados com face compartimentada. Assim, o condicionamento de maciços seria necessário em casos em que se houvesse preocupações quanto ao efeito dos deslocamentos induzidos na infraestrutura próxima ou quando se quisesse executar o túnel com maior rapidez, com menor parcialização da escavação e maiores passos de escavação.

## **2.5 ANÁLISE NUMÉRICA DE TÚNEIS EM SOLOS**

O projeto de túneis é um processo complexo e interativo, em que a interação solo-estrutura depende bastante do maciço local. Como há variabilidade inerente nos parâmetros geotécnicos as incertezas associadas ao projeto de túneis são altas, mesmo com investigações geotécnicas

extensivas. Ao longo da maior parte do século XX apenas processos analíticos e empíricos eram utilizados, cada um com inerentes limitações. Com o advento de ferramentas numéricas e com o aumento da capacidade de processamento de computadores o projeto de túneis tornou-se mais completo, especialmente em solos e rochas brandas em que o comportamento contínuo é mais consistente com a realidade, com uma previsão de comportamento mais acurada. Mesmo com as potencialidades das ferramentas numéricas o processo de calibração do software com a instrumentação do túnel é indispensável. A partir dessa calibração consegue-se aperfeiçoar as previsões e calibrar parâmetros geotécnicos. Essa possibilidade ampliou as possibilidades do método observacional.

Como o processo de escavação de túneis é tridimensional e as simplificações bidimensionais de comportamento advém de prévia calibração tridimensional, a simulação da construção de túneis deve ser tridimensional. Somente assim pode-se prever o avanço máximo com acurácia. Atualmente alguns softwares são utilizados para essas modelagens numéricas tridimensionais, tanto por meio do método de diferenças finitas (MDF) quanto pelo método de elementos finitos (MEF). Cita-se os softwares Cesar LCPC, FLAC 3D, ABAQUS, RS3 e PLAXIS 3D. O uso do 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.

Para mais detalhes quanto à análise numérica de túneis em solo por meio do MEF recomenda-se os trabalhos de Augarde *et al.* (1998), Potts & Zdravcovic (1999 e 2001) e Uçer (2006).

### 3 INJEÇÕES EM SOLOS

As injeções têm como objetivo condicionar os maciços por meio da inserção de materiais fluidos sob pressão. Para fins de engenharia, as injeções em solos são uma técnica tanto de conservação do campo de tensões quanto de melhoria de maciços. A principal melhoria resultante da técnica de injeção é o aumento da coesão do maciço, a diminuição da compressibilidade e o decréscimo da permeabilidade nos locais em que a intervenção tenha sido realizada (Lunardi, 2008).

Esta ideia para tratamento e melhoria de maciços tem como primórdios o século XIX, mas ganhou notoriedade na década de 1930 quando Giovanni Rodio, engenheiro italiano fundador da empresa Rodio, estudou em parceria com Karl Terzaghi a melhoria de fundações de barragens (Goodman, 1999). As injeções em princípio eram apenas em maciços rochosos, principalmente para o controle de percolação. As injeções em solos começaram a ser mais utilizadas na década de 1950, aperfeiçoadas pela empresa francesa Solétanche (hoje Solétanche Bachy), na figura do engenheiro Henri Camberfort (Camberfort, 1968).

Ao longo dos anos, criou-se diferentes maneiras de tratar os solos por meio de injeções. É notável na literatura a distinção quanto os princípios da prática europeia e da prática americana. De todo modo, atualmente, há um consenso na literatura quanto a subdivisão das injeções em classes. Segundo Henn (1996), as injeções podem ser classificadas como injeções de fraturamento, injeções de compactação, injeções de permeação e injeções de substituição (*Jet Grouting*), conforme ilustrado genericamente na Fig. 3.1.

Na Fig. 3.2 vê-se a faixa de aplicação aproximada de cada técnica de acordo com a granulometria do solo.

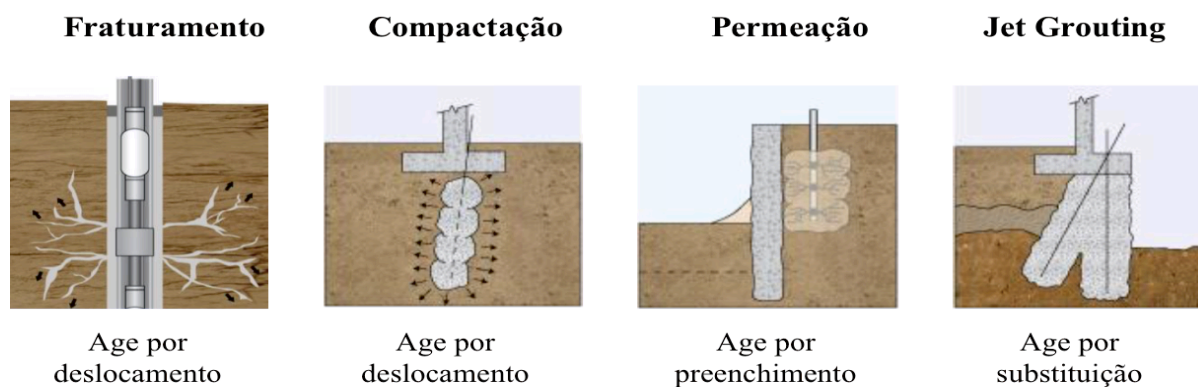


Figura 3.1 – Diferentes tipos de técnicas de injeção e seus princípios de ação. (modificado - Moretrench, 2016)

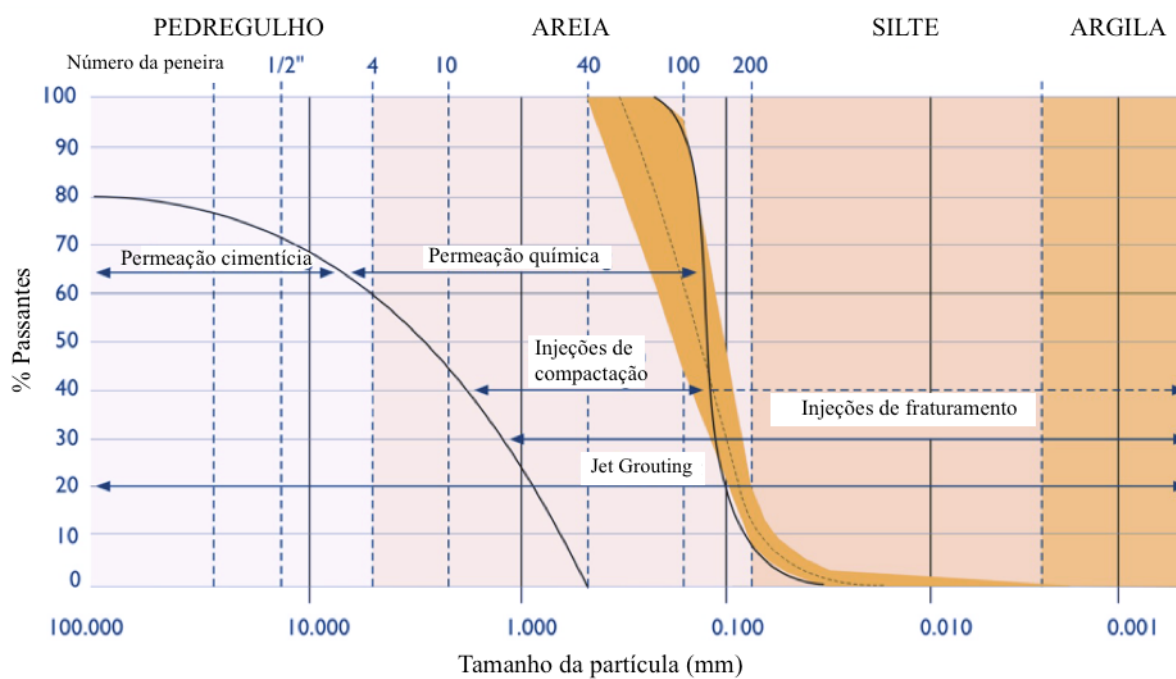


Figura 3.2 – Faixa de solos passíveis de aplicação de cada técnica de injeção (modificado - Hayward Baker, 2016).

Apesar de não abordados neste capítulo, o tipo de perfuração empregada e as características dos equipamentos de injeção utilizados também são de suma importância para os trabalhos de injeção, já que afetam o resultado final do tratamento. Para maior orientação quanto a esses assuntos recomenda-se Warner (2004) e Hegebarth (2013) para injeções de permeação, fraturamento e compactação enquanto para *Jet Grouting* Croce *et al.* (2014) é mais adequado.

### 3.1 FLUIDOS INJETÁVEIS

Segundo Camberfort (1977), existem duas categorias principais de fluidos injetáveis: suspensões de partículas e líquidos. As suspensões de partículas são constituídas de cimento, argila, bentonita e até de materiais mais grossos, como areias. Dependendo da velocidade de endurecimento, também chamada de pega, as suspensões de partículas geram injeções estáveis, que não apresentam sedimentação, ou instáveis, que apresentam sedimentação. Os líquidos são usualmente utilizados em situações em que a impermeabilização completa do maciço e, conseqüentemente, um preenchimento completo dos poros e fissuras é desejada. Ressalta-se que apesar de menos viscosos os produtos químicos injetáveis podem apresentar problemas de sinérese e fluência. Na Fig. 3.3 aplicações das injeções por tipo de fluido são observadas.

	ROCHAS			SOLOS				
	Melhorar resistência	Reduzir o fluxo d'água	Preenchimento de vazios	Solidificar o solo	Densificar o solo	Reduzir permeabilidade	Alterar a química do solo	Macaqueamento do solo
<b>CIMENTÍCIOS</b>								
Suspensões cimentícias	C	C	O	R	N	R	N	R
Suspensões ultrafinas	O	O	N	O	N	O	N	N
Lamas cimentícias	R	R	O	N	N	R	N	R
Rígidos, argamassados	N	N	O	N	C	R	N	C
Espuma de baixa densidade	N	N	O	N	N	N	N	O
Concreto/argamassa pré-misturados	N	N	C	N	R	R	N	R
<b>QUÍMICOS</b>								
À base de silicato de sódio	R	R	N	C	N	O	N	N
Acrilatos/acrilamidas	N	O	N	O	N	O	N	N
Uretanos	O	O	N	R	N	R	N	N
<b>RESINOSOS</b>								
Epóxis	R	R	N	N	N	R	N	N
Poliésteres	R	R	N	N	N	N	N	N
Espumas resinosas	R	N	N	N	R	R	N	N
<b>DIVERSOS</b>								
Asfalto/betume	N	R	R	N	N	N	N	N
Argila	N	R	N	N	N	N	N	N
Cal de elevado teor de Cálcio	N	N	N	N	N	N	C	N
Tipo de uso: C = Comum; O = Ocasionalmente; R = Raramente; N = Nunca								

Figura 3.3 – Aplicações das injeções por tipo de fluido em solos e rochas (modificado – Warner, 2004)

Como a Fig. 3.3 advém de uma publicação norte-americana, observa-se que para eles os fluidos cimentícios são menos usados na injeção de solos. Esse fato advém que a maioria dos práticos americanos não costumam usar as injeções de fraturamento como solução de solidificação e densificação do solo, sobretudo por ser uma técnica cujos quantitativos dependem da resposta de cada maciço ao tratamento. Apesar disso na prática europeia e brasileira esse método é bastante utilizado.

Outro fator importante a esclarecer é o comportamento ao longo do tempo do fluido injetado. Para os fluidos injetáveis, existem os fluidos newtonianos e os fluidos binghamianos. A viscosidade dos fluidos binghamianos varia com a idade do fluido, com um endurecimento gradual ao longo do tempo, característica comum dos fluidos cimentícios. Já os fluidos

hipotetizados como newtonianos, são fluidos supostamente com viscosidades constantes, como as resinas orgânicas. Esse comportamento é ilustrado na Fig. 3.4.

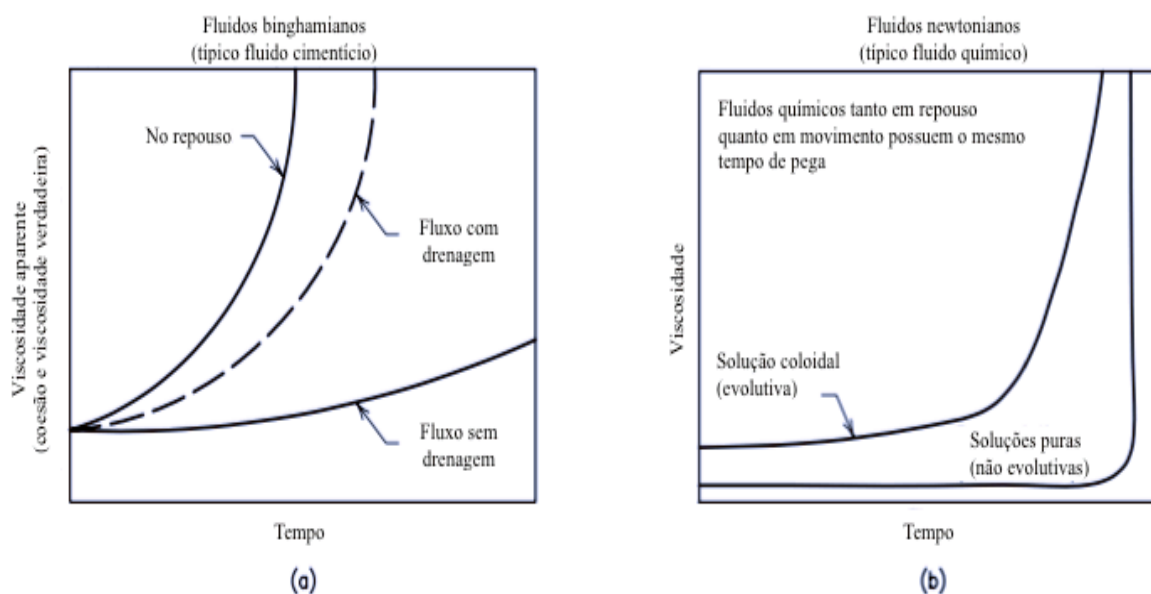


Figura 3.4 – (a) Viscosidade aparente de fluidos binghamianos ao longo do tempo. (b) Viscosidade de fluidos newtonianos ao longo do tempo (modificado – Powers *et al.*, 2007)

As injeções cimentícias, de comportamento binghamiano, ainda são o tipo de injeção mais utilizada no Brasil. Isso advém não só pelo cimento ser um insumo de aquisição mais econômica que os fluidos químicos, mas também pelo entendimento superior das propriedades do material. Muitos dos fluidos químicos utilizados são patenteados, dificultando estudos mais aprofundados e a divulgação de resultados, reduzindo a amplitude de estudos de fluidos newtonianos para fins de injeção de solos.

### 3.2 TÉCNICA TUBE-À-MANCHETTE

A técnica *tube-à-manchette*, preconizada pela Solétanche, atualmente é de domínio público. É a técnica mais utilizada tanto para as injeções de fraturamento quanto para as injeções de permeação em solo. O que determina se a injeção é de fraturamento, compactação ou de permeação é a pressão de injeção e o tamanho das partículas do fluido sendo injetado.

A técnica foi idealizada, após iterações ao longo dos anos em obras da Solétanche, para garantir a injeção mais econômica e otimizada possível. A Fig. 3.5 ilustra genericamente o corte de um furo da técnica.

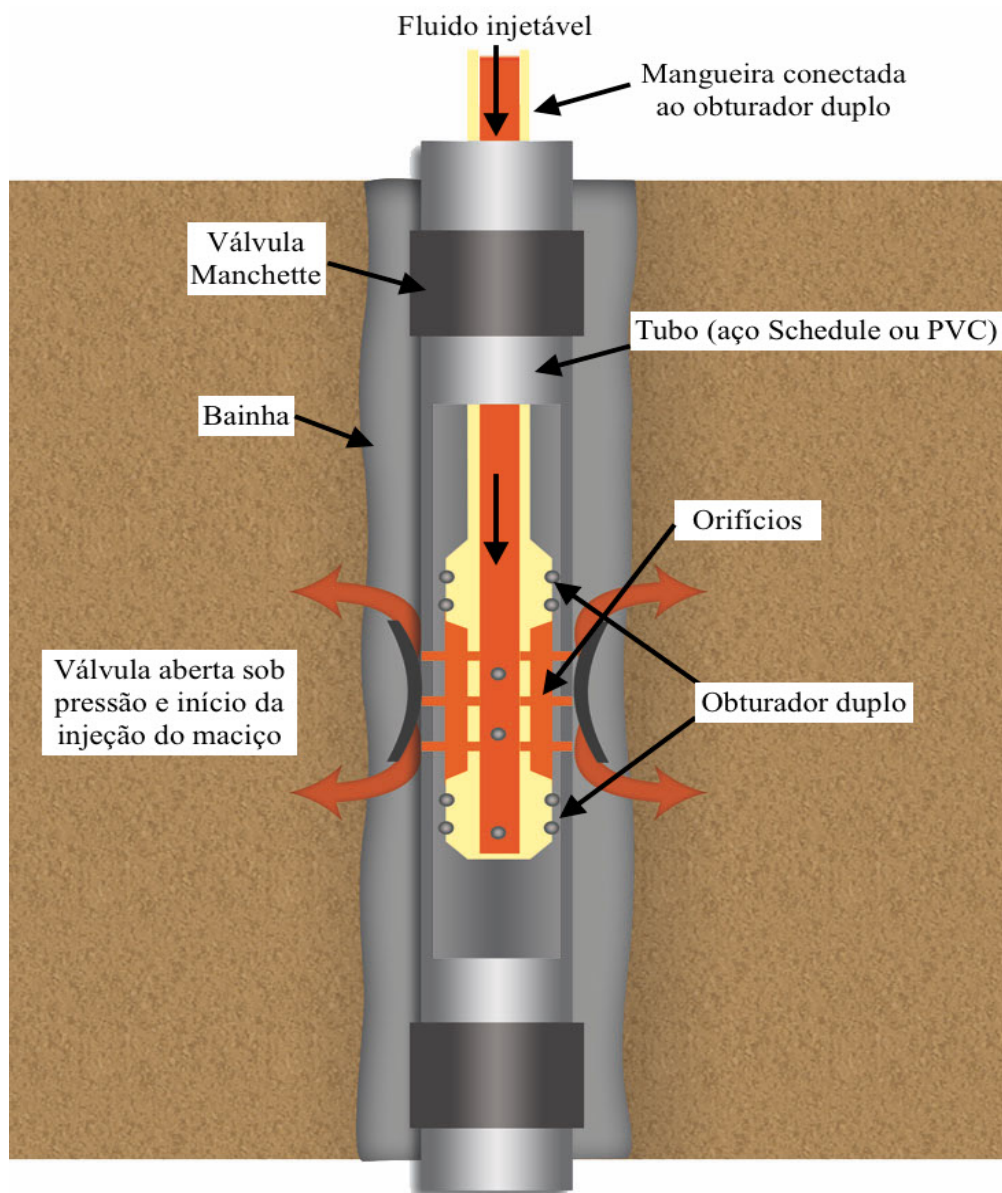


Figura 3.5 – Tubo de injeção da técnica de *tube-à-manchette*. (modificado – Zirlis *et al.*, 2015)

A sequência executiva consiste na perfuração do maciço, comumente de 75 mm, com bit tipo NQ, com espaço suficiente para a introdução de um tubo mancheteado de PVC ou de aço padrão Schedule, e uma mangueira de injeção paralela ao tubo. O tubo mancheteado é assim denominado por possuir válvulas de borracha, chamadas de manchetes, espaçadas ao longo do tubo. Por meio da mangueira de injeção, há o preenchimento anelar desses furos, com calda de cimento pouco viscosa ou com adições de retardamento de pega. Esse espaço anelar preenchido chama-se bainha. Para injeções químicas pode haver bainha executada com o próprio fluido a ser injetado, de forma que a bainha possua comportamento frágil. Há casos que a bainha não é



necessária. Após 6 a 24 horas, a depender da resistência característica da bainha, injeta-se o maciço, em cada válvula manchete, por meio de um obturador duplo, inflável ou não. A bainha é fraturada nesse processo no local da válvula e o fluido é injetado no maciço, usualmente de baixo para cima. Injeções de cima para baixo são recomendadas em maciços rochosos muito fraturados.

Cada componente da técnica *tube-à-manchette* tem uma explicação para existir, seja como elemento primordial ou como redundância de projeto.

### 3.2.1 TUBOS

Os tubos mais utilizados para a execução da técnica de *tube-à-manchette* são os tubos de PVC e de aço Schedule. Em locais em que se deseje somente o tratamento do maciço, sem necessidade de inclusões rígidas, o tipo de tubo utilizado é o tubo PVC. Além de pouco dispendioso, o tubo PVC possibilita uma instalação mais expedita das válvulas manchete, já que os orifícios que existem sob as válvulas manchete são perfurados por furadeira mecânica. Ressalta-se que esses orifícios, que são quatro, um a cada 90<sup>o</sup> na circunferência do tubo, devem ser perfurados em planos diferentes, especialmente em tubos PVC, para que não haja elevada concentração de tensões e ruptura local do tubo. O espaçamento das válvulas também é limitado pelo comportamento mecânico do tubo.

Em locais de maior pressão de injeção ou em reforço de fundações de alta solicitação de carga faz-se o uso de tubos em aço padrão Schedule, padrão americano em que quanto maior o número do aço do tubo, maior a espessura da parede do tubo e, conseqüentemente, maior o peso do tubo (ASME, 2004). Em tubos Schedule a localização dos orifícios podem ser no mesmo plano e em número maior que 4. De todo modo, recomenda-se seguir a prática de preparo dos tubos PVC.

### 3.2.2 BAINHA

A bainha, denominação do material injetado ao redor do tubo de injeção, é necessária para solidarizar o tubo ao maciço, conferir maior prumo dos tubos, assegurar um diâmetro mínimo do tratamento, evitar que o fluido suba à superfície e garantir que o tratamento esteja localizado próximo a cada válvula aberta. Como as pressões de injeção podem ser elevadas, a bainha precisa de uma aderência suficiente ao maciço, de forma a desenvolver atrito lateral e evitar a movimentação do tubo.

Em injeções de permeação, em que as pressões de injeção são menores, a execução de injeções sem bainha é possível, especialmente em solos de baixa compactidade. Nesse caso o tubo mancheteado é inserido com proteção especial das válvulas manchete de forma a evitar que estas sejam danificadas ou que mudem de posição.

### **3.2.3 VÁLVULAS MANCHETE**

Um dos elementos principais das injeções *tube-à-manchette* são justamente as manchetes. Por meio delas é possível injetar o maciço sem que haja retorno do fluido para o interior do tubo, já que a válvula, de material flexível, usualmente de borracha, se abre com a pressão no início da injeção mas se fecha ao final dela, com a queda da pressão.

Ademais, as válvulas são essenciais para casos em que a re-injeção se faz necessária, a depender do controle e verificação dos serviços. O espaçamento é determinado de acordo com a finalidade da intervenção.

Para que as manchetes não se desloquem quando o tubo é introduzido ao furo, há a recomendação da instalação de luvas antes e após cada manchete, especialmente em maciços pedregulhosos.

### **3.2.4 OBTURADOR**

Para que a injeção seja localizada e não preencha o tubo, obturadores são necessários. Para as injeções *tube-à-manchette* o obturador é duplo, de modo que só se abra a válvula que se deseja abrir. Para o melhor entendimento do funcionamento do obturador, a Fig. 3.6 ilustra um obturador duplo típico.

## **3.3 INJEÇÕES DE PERMEÇÃO**

As injeções de permeação são caracterizadas pela injeção de um fluido de baixa viscosidade nos poros do solo sem que a injeção movimente nem mude a estrutura do solo, melhorando propriedades mecânicas e reduzindo a permeabilidade do maciço. Os fluidos mais utilizados para esse fim são os cimentos ultrafinos, o silicato de sódio, o acrilato e o poliuretano (Powers *et al*, 2007). As características do maciço a ser tratado mudam após a pega do fluido injetado e sua interação com o maciço.

Para o projeto de injeções de permeação um critério fundamental é a injetabilidade dos solos por preenchimento de vazios. A injetabilidade, termo técnico comumente usado mas não regulamentado na língua portuguesa, representa a capacidade de o maciço local ser injetado

por uma técnica de injeção. No caso das injeções de permeação, a injetabilidade procede da possibilidade do preenchimento dos vazios, e é dependente da estrutura granulométrica do solo e das características do fluido a ser injetado. Assim, se considera que os fluidos a serem injetados, além de estáveis, devem ter partículas de diâmetros menores que as do solo a ser tratado.

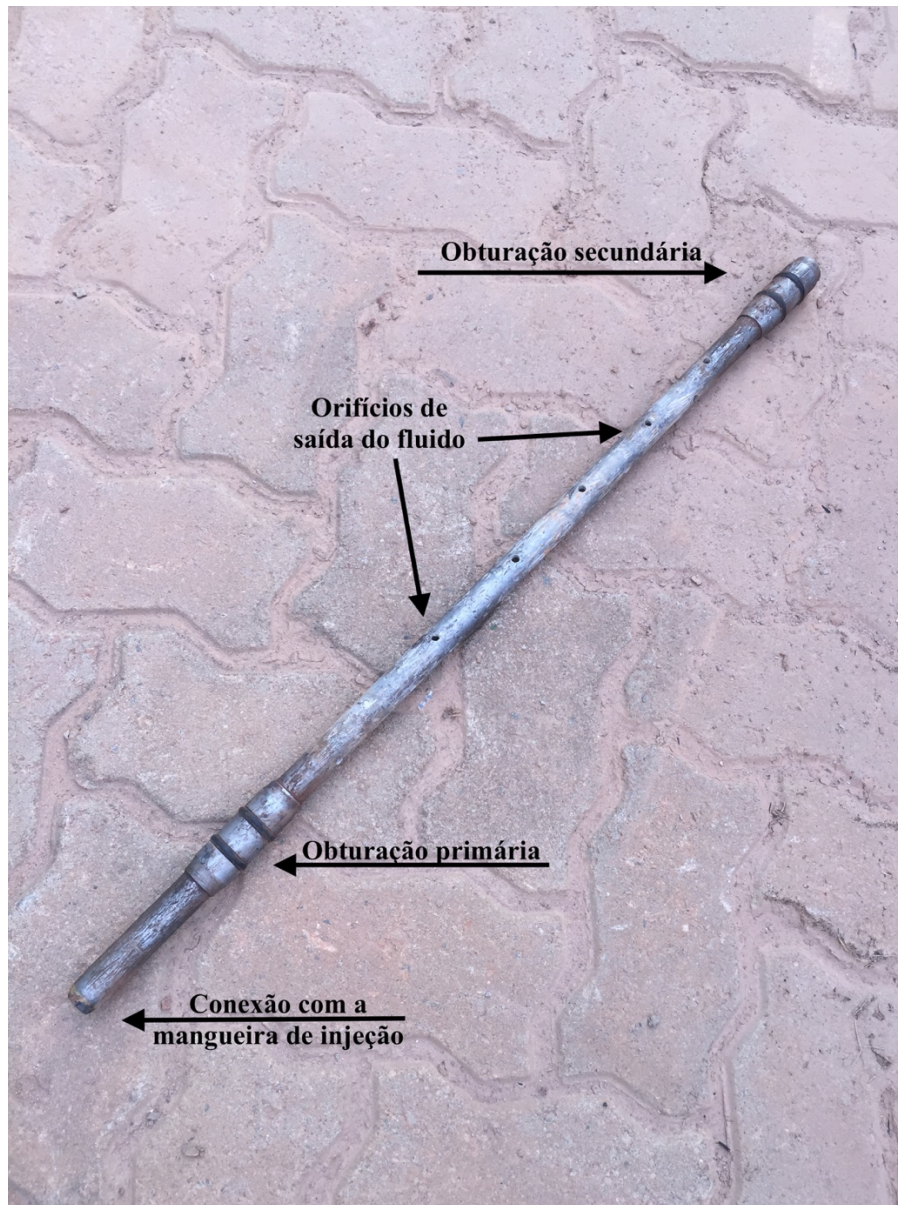


Figura 3.6 – Obturador duplo

A injetabilidade dos solos de acordo com faixas granulométricas, para injeções de permeação, pode ser observada na Fig. 3.7.

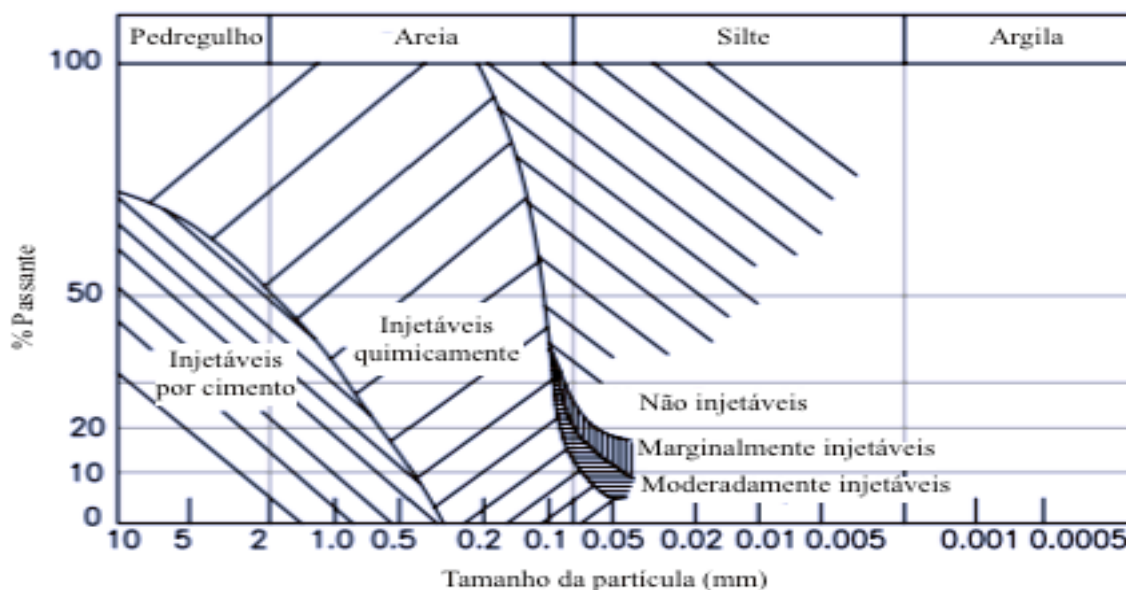


Figura 3.7 – Injetabilidade de solos de acordo com faixas granulométricas, para injeções de permeação (modificado – Powers *et al.* (2007))

Uma crítica feita a esse critério de faixas de injetabilidade para injeções de permeação se deve ao fato de que para uma mesma granulometria há diferentes permeabilidades de acordo com o estado de tensões e grau de compactação dos solos. Para adequada previsão é necessária a realização de testes *in situ*, como os de permeabilidade tipo Lugeon usando o fluido a ser injetado (Powers *et al.*, 2007). O ensaio Lugeon, por consistir de uma injeção radial, não prevê adequadamente a permeabilidade do solo *in situ* para fins de obras geotécnicas, mas para fins de injetabilidade de maciços ele é satisfatório. Camberfort (1968) reporta que o volume de injeção *in situ* é muito superior ao previsto em laboratório, também ressaltando a necessidade de verificar *in situ* a permeabilidade local.

Segundo AFTES (1991), outro critério de injetabilidade, advindo do critério de Terzaghi para o dimensionamento de filtros, é:

$$N_i = (D_{15})_{solo} / (D_{85})_{fluido} \quad (3.1)$$

$$N_c = (D_{10})_{solo} / (D_{95})_{fluido} \quad (3.2)$$

onde

$N_i$  e  $N_c$  = critérios de injetabilidade

$(D_{10})_{solo}$  = tamanho de partícula de solo correspondente a 10% de partículas passantes

$(D_{15})_{solo}$  = tamanho de partícula de solo correspondente a 15% de partículas passantes

$(D_{85})_{\text{fluido}}$  = tamanho de partícula do fluido correspondente a 85% de partículas passantes

$(D_{95})_{\text{fluido}}$  = tamanho de partícula do fluido correspondente a 95% de partículas passantes

Com  $N_i < 11$  ou  $N_c < 6$ , a injeção seria impossível, enquanto bons resultados poderiam ser obtidos com  $N_i > 24$  ou  $N_c > 11$ . Entretanto, segundo Camberfort (1968), o critério mais lógico consiste em considerar as dimensões dos poros comparados aos grãos da injeção. Caso o grão mínimo do material a ser injetado é menor do que o poro, teoricamente o material pode ser injetado. O diâmetro efetivo do poro, baseado na solução de Kozeny (Han, 2015), pode ser estimada por:

$$d = 2 \sqrt{\frac{8\mu_w \cdot k}{\gamma_w n}} \quad (3.3)$$

onde

$d$  = diâmetro do poro (mm)

$\mu_w$  = viscosidade da água (cP)

$k$  = permeabilidade do solo (m/s)

$\gamma_w$  = peso específico da água (kN/m<sup>3</sup>)

$n$  = porosidade do solo.

Limitações dessa estimativa são a não uniformidade no tamanho dos poros, por vezes sem interligação. Outro obstáculo é a formação de obstruções por aglutinação dos grãos do material a ser injetado, aumentando o diâmetro efetivo da partícula do fluido. Esse raciocínio de Camberfort (1977) é ilustrado nas Fig. 3.8 e 3.9. O procedimento recomendado na prática é o uso de fluidos que apresentem grãos três vezes menores que os diâmetros efetivos dos poros (Warner, 2004).

Definido o fluido de acordo com esses critérios e quanto às propriedades mecânicas e de permeabilidade finais desejadas, as injeções de permeação podem ser especificadas. As especificações consistem na determinação do volume a ser injetado, das pressões e taxas de injeção, da sequência executiva e da extensão correspondente tratada por cada ponto de injeção.

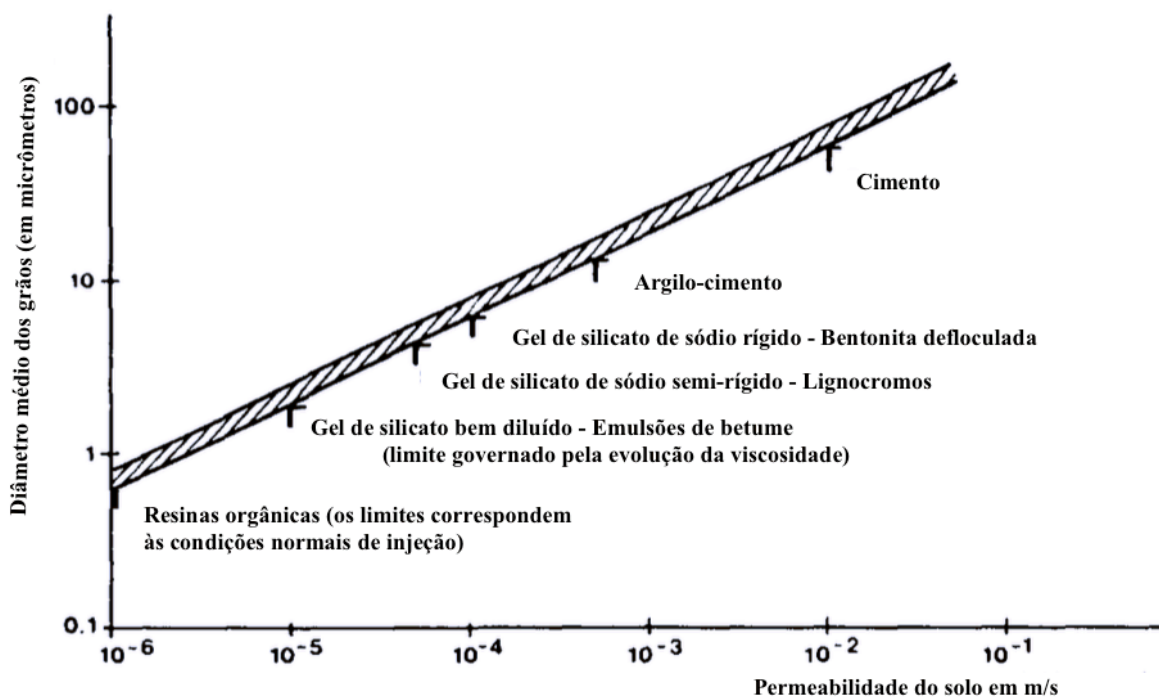


Figura 3.8 – Limite de injetabilidade de injeções de permeação baseado na permeabilidade de areias e pedregulhos (modificado – Camberfort, 1977)

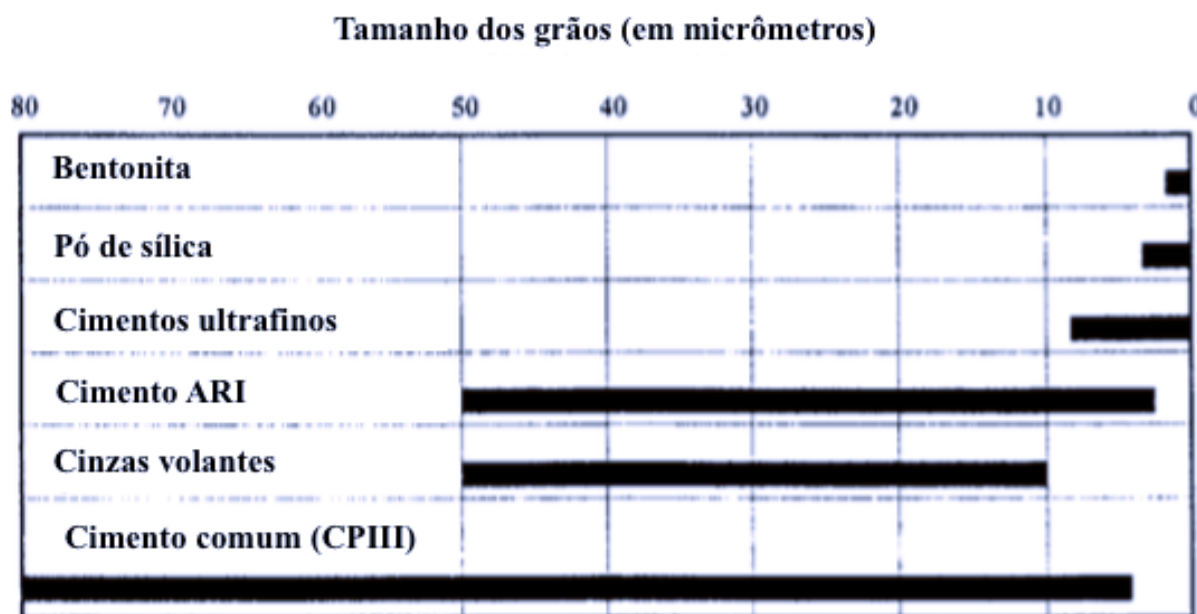


Figura 3.9 – Faixa de tamanhos de grãos de suspensões de partículas (modificado – Warner, 2004)

O volume a ser injetado é baseado na extensão da área que se deseja condicionar. A porosidade do maciço a ser tratado rege o raio médio da injeção. Na Tab. 3.1, vê-se valores comuns de porosidades de solos. Na prática, tendo conhecimento do intervalo de porosidades se estima o

intervalo de volumes a serem injetados no solo. É comum projetar o volume como se todos os vazios do solo fossem injetados (Powers *et al.*, 2007).

Tabela 3.1 – Valores típicos de porosidade (Fitts, 2015)

Material	n(%)
Pedregulho, areia e silte mal graduados	30-50
Pedregulho, areia e site bem graduados	20-35
Argila, silte	35-60
Arenito	5-30
Calcário, dolomita	0-40
Xisto	0-10
Rocha cristalina	0-10
Granito maciço	0-0,5

A injeção se dá comumente por passos sucessivos ao longo dos furos, nas válvulas manchete, a fim de garantir o tratamento de volumes delimitados pelo raio de ação R do fluido e da espessura L da seção injetada (AFTES, 1991). Para injeções supostamente cilíndricas estima-se o raio de ação de acordo com:

$$R = \sqrt{\frac{V}{n\pi L}} \quad (3.4)$$

onde

V = volume injetado por passo (m<sup>3</sup>)

L = espessura da seção injetada ou comprimento do passo de injeção (m).

Para injeções supostamente esféricas estima-se o raio de ação de acordo com:

$$R = \sqrt[3]{\frac{3V}{4\pi n}} \quad (3.5)$$

As Eq. 3.4 e 3.5 assumem que os poros são interconectados e passíveis de serem injetados pelo fluido, conforme classificação da Fig. 3.7, e que o tempo de injeção é bem menor que o tempo

de pega do material injetado. Para maior precisão sobre a injetabilidade Waag (1938), citado por Byle (2004) reporta:

$$t = \frac{\mu n}{3kHr} (R^3 - r^3) \quad (3.6)$$

onde

T = tempo de injeção por válvula manchete

$\mu$  = viscosidade do fluido (cP)

H = carga hidráulica do fluido (m)

r = raio do furo de injeção (m)

R = raio de ação do fluido no tempo t (m).

Para valores limites de raios para fluidos binghamianos, Xanthakos *et al.* (1994) reporta:

$$R_L = \frac{\delta_w g H d}{4\tau_s} + r \quad (3.7)$$

onde

$R_L$  = raio limitante (m)

$\delta_w$  = densidade da água (kg/m<sup>3</sup>)

g = aceleração da gravidade (m/s<sup>2</sup>)

$\tau_s$  = tensão limite de Bingham (Pa).

Estimado o raio de injeção R, determina-se a distribuição espacial dos furos dentro da área tratada, de forma que os raios se intersectem, especialmente quando para fins de impermeabilização do maciço. Na Fig. 3.10 observa-se esse arranjo.

Por falta de parâmetros muitas vezes se utiliza o espaçamento sugerido por AFTES (1991) e descrito na Tab. 3.2.

Tabela 3.2 – Espaçamento típico de furos de injeção de permeação em solos (AFTES, 1991)

Material	Espaçamento típico (m)
Areia fina	0,8 - 1,3
Areia média	1 - 2
Pedregulho	2 - 4



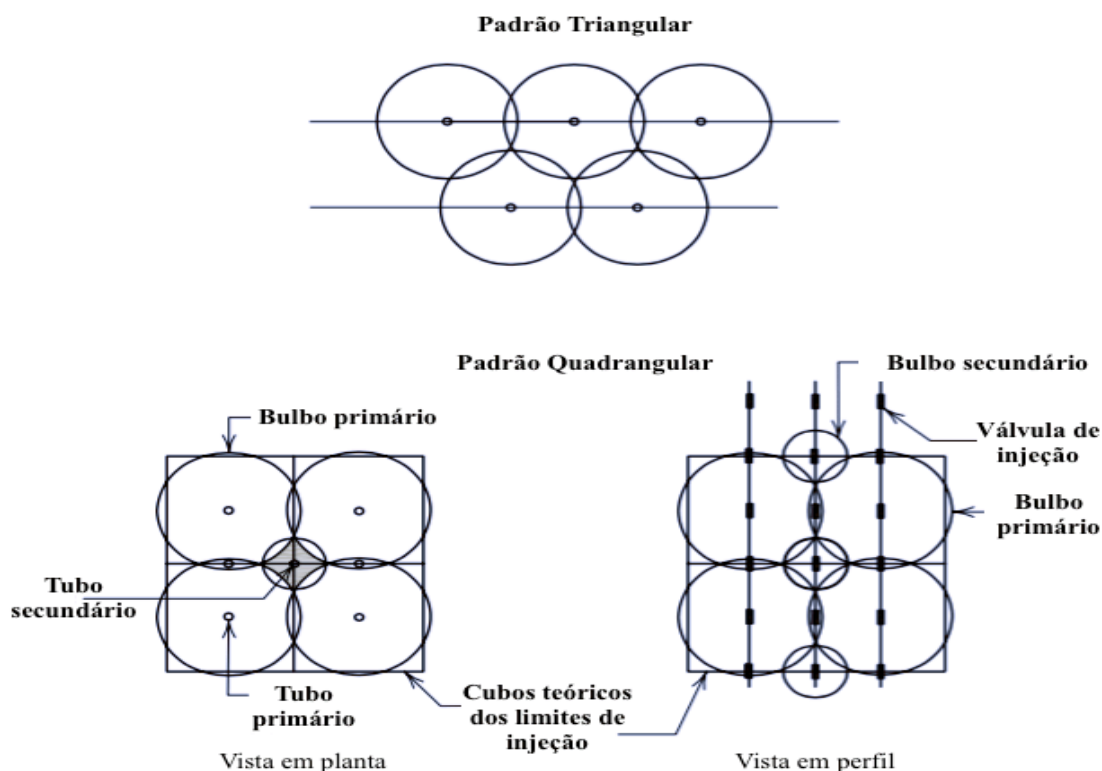


Figura 3.10 – Arranjo típico de furos de injeção (modificado – Powers *et al.*, 2007)

Essa distância também pode ser verificada *in situ*. As dimensões do furo dependem das condições locais do maciço e da possibilidade de usar fluidos estabilizantes (Zhang, 2013), mas não tem praticamente nenhum efeito na pressão máxima de injeção (Camberfort, 1968; Graf, 1992). Já a profundidade do furo depende da espessura de maciço a ser tratada.

Uma prática usual na prática brasileira é usar profundidades maiores do que a espessura do maciço a ser tratada já que muitas vezes apenas ensaios de caracterização, distribuição granulométrica e sondagens SPT são disponibilizadas para projeto e, por conseguinte, o grau de confiança nos parâmetros é menor.

Além da determinação de profundidades, espaçamento, volumes e vazões de injeção em projeto, outro fator de suma importância em injeções é o controle das pressões de injeção. Mudanças de pressão são facilmente medidas por manômetros acoplados aos equipamentos de injeção. Segundo Tunçdemir (2007) essas mudanças, especialmente as abruptas, podem indicar diversos comportamentos importantes, dentre eles o fraturamento do solo, a presença de vazios inesperados, a interação com estruturas subterrâneas e o levantamento do terreno (em casos em

que esta ocorrência não é desejada). Além disso as pressões de injeção podem fornecer indícios da deformabilidade, resistência e permeabilidade do solo sendo injetado.

Segundo Camberfort (1968) a pressão de injeção pode ser estimada pela fórmula de Dupuit:

$$P_0 = \left( \frac{Q\gamma_f\mu}{2\pi k\mu_w L} \ln \frac{R}{r} \right) + p \quad (3.8)$$

onde

$P_0$  = pressão de injeção (kPa)

$Q$  = a taxa de injeção ( $m^3/s$ )

$\gamma_f$  = peso específico do fluido ( $kN/m^3$ )

$p$  = pressão na cavidade antes da injeção (kPa).

Segundo AFTES (1991), para a impregnação do maciço pelo fluido o valor de referência para a pressão de injeção medida na boca do furo é 1,5 a 3 vezes a tensão principal menor. Deve-se considerar sempre as perdas de carga que ocorrem no processo, pois da bomba de injeção até o ponto em que o fluido começa a interagir com o maciço pode haver tubos e conexões de dimensões consideráveis, além da própria perda de carga no tubo mancheteado e nos canais formados pela ruptura da bainha. Sabendo-se a perda de carga no processo é possível saber a real pressão quando do início da interação fluido de injeção-solo no solo, o que é importante para evitar o fraturamento hidráulico em injeções de permeação (Camberfort, 1968). Segundo Camberfort (1968) a pressão de fraturamento de solos coesivos é estimada por:

$$P_f = \left( \frac{\gamma_f h}{\frac{1}{\nu} - 1} \right) + c \quad (3.9)$$

onde

$P_f$  = pressão de fraturamento (kPa)

$h$  = profundidade do ponto em que se inicia a interação fluido de injeção-solo (m)

$\nu$  = coeficiente de Poisson do solo

$c$  = coesão do solo (kPa).

Segundo Camberfort (1968) a pressão de fraturamento de solos puramente friccionais é estimada por:

$$P_0 = \gamma_f h \nu (1 + \sin \varphi) \quad (3.10)$$

onde  $\varphi$  é o ângulo de atrito interno do solo arenoso.

Como se pode perceber pelas Eq. 3.9 e 3.10 a pressão de fraturamento é independente do diâmetro do furo, da permeabilidade do meio e do tipo de fluido.

Camberfort (1968) ressalta que apesar dessas pressões resultantes das Eq. 3.9 e 3.10 apresentarem valores sempre inferiores às reais pressões de fraturamento dos solos observadas *in situ*, o limite das pressões obedecendo aos valores encontrados é satisfatório para estimativas de pressões de injeções de permeação.

### 3.4 INJEÇÕES DE FRATURAMENTO

As injeções de fraturamento consistem na fratura hidráulica proposital do maciço pela injeção a alta pressão de fluidos, usualmente cimentícios, provendo melhoria nas propriedades mecânicas do maciço, impermeabilização e até consolidação do solo.

Nas injeções de fraturamento ou o condicionamento do solo é usualmente admitido como um sistema interconectado de finas, mas resistentes, lentes de injeção, conforme Fig. 3.11.

Quando utilizadas para compensar deslocamentos induzidos por escavações ou para remediar recalques diferenciais essas injeções são chamadas de injeções de compensação (Schweiger *et al.*, 2004).

No Brasil também são genericamente chamadas de injeções de consolidação e assim como as injeções de permeação, são executadas pela técnica de *tube-à-manchette*, descrita no item 3.2. O princípio de ação global pode ser visto na Fig. 3.12.

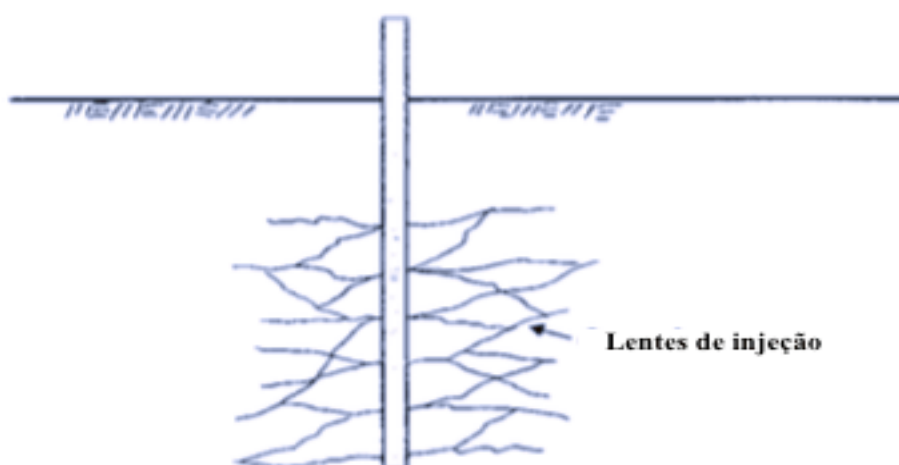


Figura 3.11 – Rede de lentes de injeção interconectadas de injeções de fraturamento. Simplificação válida para altas pressões de injeção e alto fator  $a/c$  (calda de cimento menos viscosa) (modificado – Shuttle & Jefferies, 2000)

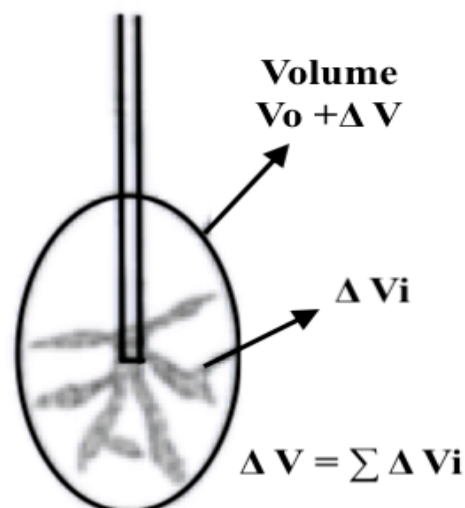


Figura 3.12– Princípio de ação das injeções de fraturamento. Várias alterações de volume local  $\Delta V_i$ , juntas, formam uma alteração de volume global  $\Delta V$ , que alteram o volume inicial  $V_0$  para  $V_0 + \Delta V$ , deslocando o solo circundante (modificado – Schweiger *et al*, 2004)

Teoricamente o fraturamento hidráulico necessário nas injeções de fraturamento ocorrem quando a pressão de injeção é maior do que a tensão principal menor. Formas de estimar de maneira conservativa as pressões de fraturamento hidráulico foram apresentadas nas Eq. 3.9 e 3.10.

Em argilas as injeções de fraturamento geram usualmente um comportamento não-drenado e em areias um comportamento drenado no curto prazo, com complexa interação fluido-macizo (Bezuijen, 2010). Modelagem conceitual do processo em argilas foi feita por Soga *et al.* (2001), apresentada na Fig. 3.13.

No estágio inicial de injeção, a calda de cimento desloca o solo ao redor do ponto de injeção para formar um bulbo (Fig. 3.13a). Com o aumento da pressão na calda, há a formação de fraturas em planos fracos perpendiculares ao plano de ação da tensão principal menor ou em locais de não homogeneidade do macizo (Fig. 3.13b). Com a formação de fraturas, a pressão da calda cai repentinamente e a calda penetra nos planos fracos para aumentar essas fraturas, que se desenvolvem enquanto a taxa de bombeamento é superior à injetabilidade do macizo. (Fig. 3.13c para caldas de cimento pouco viscosas e Fig. 3.13d para caldas de cimento viscosas). Em casos de fissuras pré-existentes, detectadas por declínio momentâneo da pressão de injeção ou por um acréscimo da vazão sob pressão constante, o preenchimento ocorre até a taxa de bombeamento for superior à injetabilidade do macizo (Camberfort, 1968).

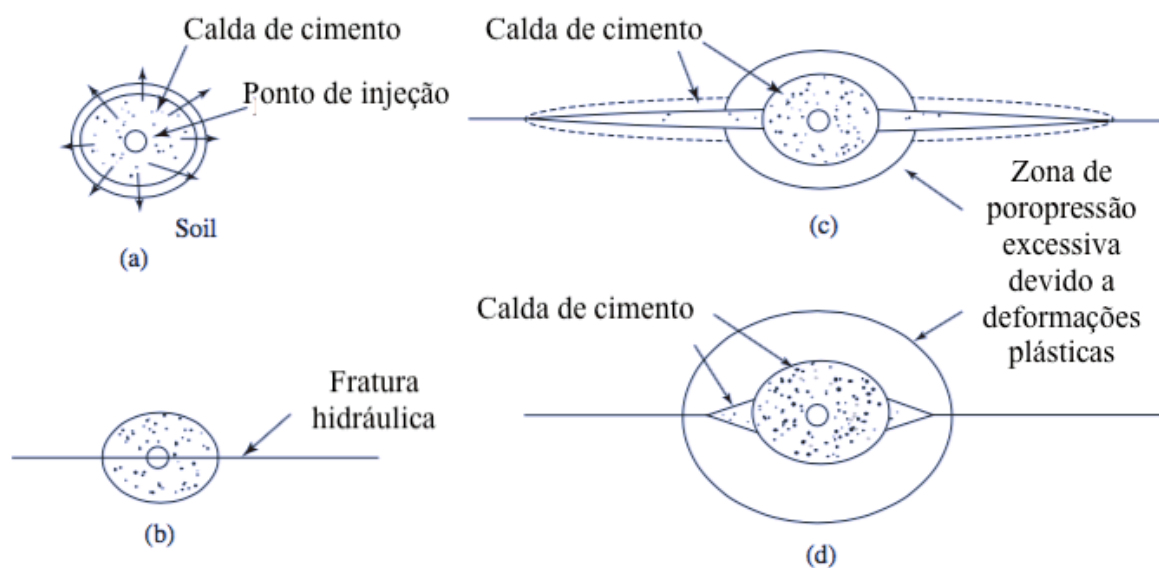


Figura 3.13– Modelagem conceitual de injeções de fraturamento em a) estágio inicial da injeção, b) início da fratura, c) penetração da calda na fratura, com calda de baixa viscosidade, que gera fraturas finas, d) penetração da calda na fratura, com calda de alta viscosidade, que gera fraturas grossas

A modelagem conceitual do processo em areias pode ser modelada por círculos de Mohr, como ilustrado por meio da Fig. 3.14. Antes da injeção o solo está em repouso, estado de tensões totais representado pelo círculo de Mohr mais à direita na Fig. 3.14. Considerando a poropressão  $u$ , o estado de tensões efetivas é observado no círculo de Mohr central, tracejado na Fig. 3.14. Devido à pressão de injeção  $P$ , tanto  $\sigma_1'$  quanto  $\sigma_3'$  são diminuídas por  $P$ . Dessa forma, o círculo de Mohr é movido para a esquerda. Com o aumento de  $P$  o círculo de Mohr toca a envoltória de Mohr-Coulomb e a fratura se inicia.

O controle dos parâmetros de injeção é essencial para o sucesso do tratamento, com uma pressão de injeção  $P$  adequada. Esse controle também é importante para detectar não homogeneidades do maciço. Na execução das injeções de fraturamento o monitoramento das pressões de abertura das válvulas manchete, as pressões de injeção do maciço e das taxas de injeção são fundamentais para previsão das condições do maciço posteriormente às injeções (Warner, 2004). Com isso, pode-se correlacionar qualitativamente esses parâmetros de injeção à injetabilidade do meio e à resistência ao cisalhamento.

Empiricamente se observa que para taxas de injeção iguais em um maciço maiores pressões de injeção correspondem à menor injetabilidade e maior resistência ao cisalhamento global; consequentemente menores pressões de injeção representam maior injetabilidade e menor

resistência ao cisalhamento global. Variações de pressão indicam possíveis não homogeneidades, e representam locais passíveis de injetar maiores volumes, ou passíveis de re-injeção por meio das válvulas manchete ou pela adição de mais furos de injeção (Guimarães Filho, 1984). Comumente se faz essa adição de furos por meio de fases, em que a distância entre furos pré-dimensionada é diminuída pela adição de novos furos entre os furos originais, repetindo-se esse procedimento até que os parâmetros finais da região injetada sejam aceitáveis sob o ponto de vista dos requerimentos de projeto.

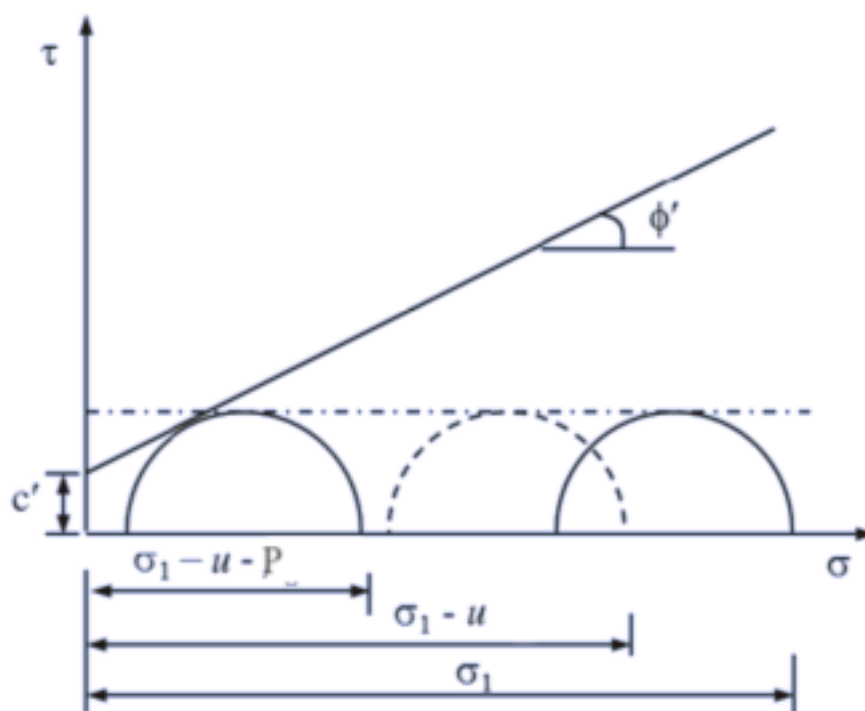


Figura 3.14– Mecanismo de falha do solo por fraturamento hidráulico (Han, 2015)

Usualmente se especifica uma malha de injeções em que os furos estão dispostos com espaçamento plano de 2,0 x 2,0 m, malha chamada de fase primária, e usualmente se diminui de 0,5 em 0,5 m esse espaçamento plano dos furos de injeção até que as propriedades do maciço sejam verificadas como admissíveis. Cada diminuição de espaçamento é chamada de uma nova fase, tendo-se após a fase primária, fases secundárias, terciárias e assim por diante. Comumente não se têm fases de menor espaçamento que as quaternárias (0,5 m entre furos).

Assim, o dimensionamento das injeções de fraturamento é ainda mais complexo que o dimensionamento de injeções de permeação, não só pela heterogeneidade do maciço e da propagação complexa do fraturamento hidráulico gerado pelo fluido, como visto nas Figs. 3.13

e 3.14, mas também pelos efeitos dos processos de filtração por pressão e sedimentação do fluido. Esses efeitos devem-se ao tamanho das partículas dos grãos do cimento, depositadas por processo de sedimentação no terreno. Tentativa analítica de modelar os efeitos do processo de injeções de fraturamento foi feita por Bezuijen (2011).

Na prática corrente o acompanhamento das injeções de fraturamento é feito empiricamente. Um gráfico comum das injeções de fraturamento pode ser observado na Fig. 3.15, que ilustra a variação das pressões ao longo do tempo. Após a cavidade ser preenchida a pressão tende a subir, demonstrando a ocupação do solo pelo material injetado.

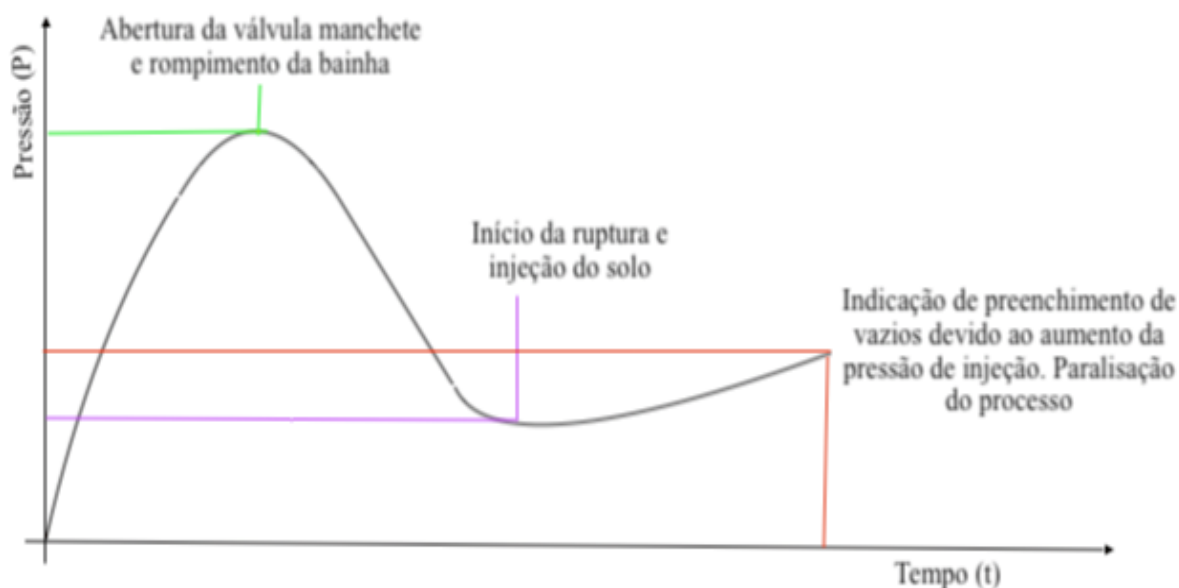


Figura 3.15– Comportamento típico das pressões durante a injeção do maciço (modificado - Zirlis *et al*, 2015)

### 3.5 INJEÇÕES DE COMPACTAÇÃO

As injeções de compactação são assim denominadas pelo efeito gerado pela injeção de fluido de baixa mobilidade a maciços granulares. O fluido gera uma pressão isotrópica ao ser injetado no maciço, provocando, devido às pressões elevadas e ao fato de o material injetado praticamente não penetrar nos poros, grandes deformações no maciço e consolidação no solo, podendo diminuir o índice de vazios. Na Fig. 3.16 observa-se o modo de ação das injeções de compactação.

Os fluidos de alta viscosidade injetados usualmente consistem de uma mistura de areia, brita e cimento, com um *slump* inferior a 5 cm. Faixas aceitáveis dos agregados a serem utilizados nas injeções de compactação podem ser vistas na Fig. 3.17.

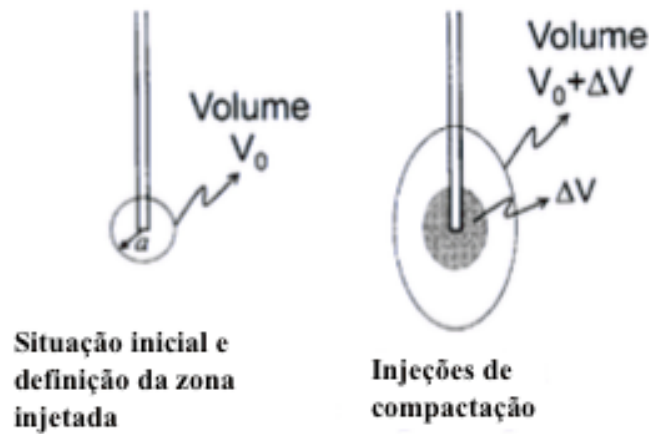


Figura 3.16 – Princípio de ação das injeções de compactação. O fluido muito viscoso gera uma alteração de volume global  $\Delta V$ , que altera o volume inicial  $V_0$  para  $V_0 + \Delta V$ , deslocando o solo circundante - (modificado – Schweiger *et al.*, 2004)

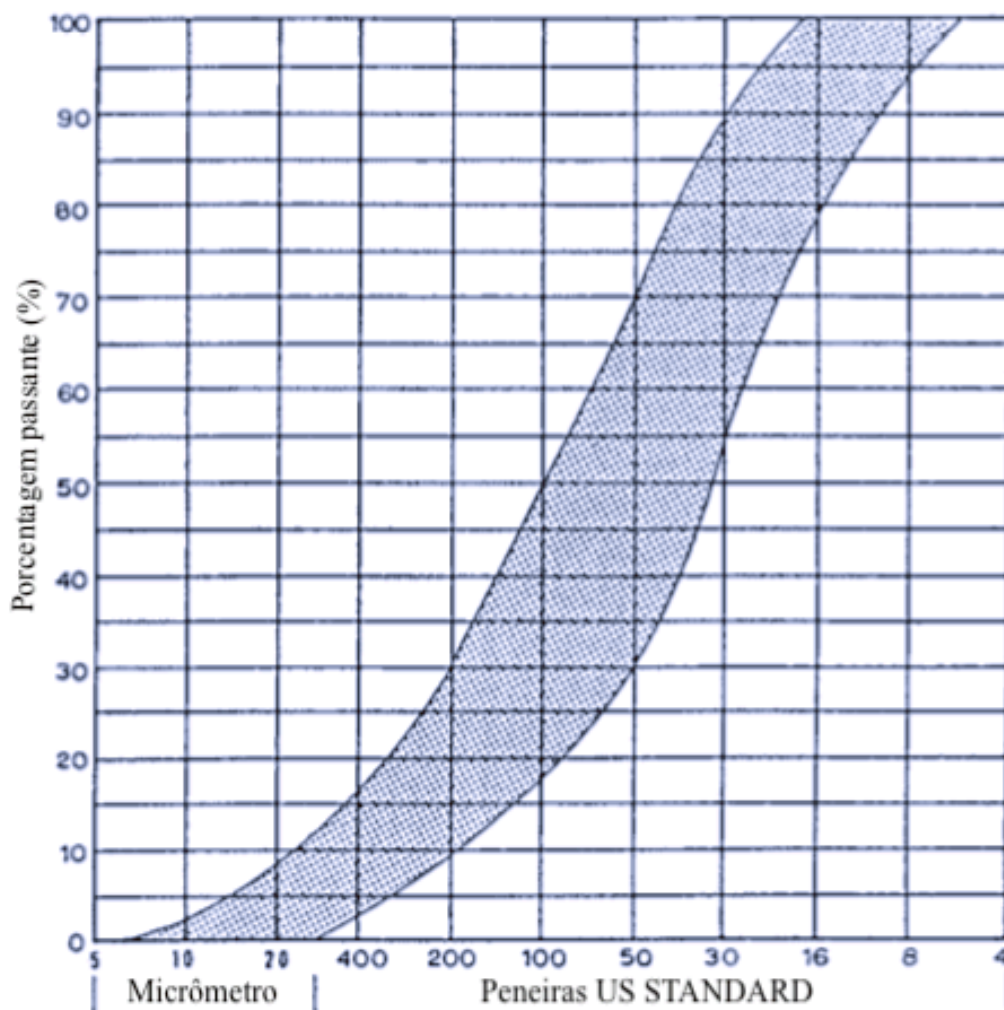


Figura 3.17 – Faixas de agregados aceitáveis para utilização em injeções de compactação (modificado – Warner, 2004)



No Brasil um efeito análogo aos das injeções de compactação é obtido por meio do uso de caldas de cimento grossas (a/c menor ou igual a 0,5), injetadas por meio da técnica *tube-à-manchette*, técnica mais utilizada para injeções de permeação e fraturamento, explanada no item 3.2. Essa aplicação advém da consideração que o comportamento ao longo do tempo das caldas de cimento enrijecidas é considerado confiável. De todo modo seções escavadas de ambos tipos de injeção demonstram similaridade de forma quando fluidos muito viscosos são utilizados, como mostra a Fig. 3.18. Tunçdemir (2007) reporta que após a diminuição do índice de vazios devido a injeções de compactação realizadas por agregados sem cimento o índice de vazios não se estabiliza e pode voltar a aumentar ao longo do tempo.



Figura 3.18 – Escavação de colunas de injeções de compactação (B1) e injeções de fraturamento com fluido viscoso (B6) (modificado – Warner, 2004)

Uma aplicação comum das injeções de compactação é a compensação e remediação de recalques, especialmente em solos arenosos, além da mitigação de riscos de liquefação. Como já observado, esse tipo de injeção difere essencialmente das injeções de permeação pelo fato de o fluido injetado ter partículas incorporadas de diâmetros muito superiores aos poros do maciço, não ocorrendo a penetração do fluido no maciço, ficando esse material extremamente viscoso confinado na cavidade gerada pela técnica de injeções de compactação.

Por conta das altas deformações a modelagem desse processo é bastante difícil, necessitando de modelos constitutivos apropriados. Na literatura alguns modelos específicos são utilizados, como o NorSand, aplicado com sucesso por Shuttle & Jefferies (2000). Esses mesmos autores defendem que cada maciço necessita ter um modelo constitutivo próprio para que a previsão

da diminuição do índice de vazios em relação ao centro do furo de injeção seja possível racionalmente. Os principais parâmetros que afetam as injeções de compactação são as tensões iniciais no maciço, a resistência e deformabilidade além do índice de rigidez desse, definido como a razão do módulo de cisalhamento do maciço e à sua resistência ao cisalhamento inicial (Kelesh *et al*, 2000).

Quanto ao espaçamento dos furos, pode-se prever as dimensões dos raios das áreas do maciço afetadas e assim determinar tanto o espaçamento quanto o número de furos para se chegar ao índice de vazios de projeto. Para o espaçamento entre furos, Han (2015) sugere:

$$s = \sqrt{\frac{\pi(1+e_0)d_b^2L}{4(e_0-e_1)L_c + 4(1+e_0)S_t}} \quad (3.11)$$

onde

$e_0$  = índice de vazios inicial do solo

$e_1$  = índice de vazios após as injeções de compactação

$d_b$  = diâmetro médio do bulbo (m)

$S_t$  = levantamento total da superfície (m).

$L$  também pode ser a espessura da seção injetada e  $S_t$  o levantamento da superfície por passo de injeção. O arranjo entre furos é similar à Fig. 3.10, com a diferença que o raio é substituído por  $s$ , o espaçamento entre furos que leva à interseção de regiões com índice de vazios  $e_1$ .

Byle (2004), para estimar o volume a ser empregado nas injeções de compactação aplicadas à remediação de recalques, propôs:

$$V_d = \frac{\gamma_t - \gamma_0}{\gamma_t} \times 100 \quad (3.12)$$

onde

$V_d$  = porcentagem de volume deslocado requerido

$\gamma_t$  = peso unitário requerido final (kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma_0$  = peso unitário inicial.

Para acompanhar se o peso unitário requerido final foi atingido e verificar melhorias no ângulo de atrito de solos arenosos Meyerhof (1956), apud Byle (2004) sugere usar o índice de densidade  $I_D$ :

$$\varphi = 25 + 25I_D, \text{ para solos com mais de 5 \% de finos} \quad (3.13)$$

$$\varphi = 30 + 25I_D, \text{ para solos com menos de 5 \% de finos} \quad (3.14)$$

Pela necessidade de modelos constitutivos bem calibrados do maciço local, além da dificuldade de se modelar processos de grandes deformações, a modelagem numérica do processo de injeções de compactação é ainda pouco usada. Modelos analíticos de previsão de volumes e pressões de injeção baseados na teoria da expansão de cavidades foram propostos (El-Kelesh *et al.*, 2001) mas a solução é eficaz apenas para baixas profundidades (< 6 m).

Quanto à taxa de injeção, a experiência, segundo Warner (2004), é que a taxa ótima nos EUA é quase sempre entre 28 a 57 l/min. Segundo Pitta (2017), as pressões médias de injeção, na prática europeia, são de 100 kPa/m de profundidade de tratamento, e.g., uma injeção de compactação de 10 m teria uma pressão média de 1000 kPa a 10 m e de 500 kPa a 5 m.

O condicionamento por injeções de compactação, apesar de poder resolver diversas situações de condicionamento de maciços, possui algumas limitações, especialmente pela dificuldade de previsão de comportamento. Segundo Warner (2004) situações com fluidos pouco viscosos e taxas de injeção muito altas podem gerar fraturamento do solo e levantamento excessivo da superfície sendo tratada.

### 3.6 JET GROUTING

A técnica de *Jet Grouting* é um tipo de injeção de maciços que usa jatos de alta pressão e velocidade para hidraulicamente erodir, misturar e parcialmente substituir o maciço natural com um fluido cimentício a fim de criar um material em solo-cimento com melhores propriedades hidromecânicas que as do maciço natural. Essas colunas são muitas vezes chamadas de *soilcrete*. A técnica de *Jet Grouting*, conforme mostra a Fig. 3.2, aplica-se a maciços de qualquer granulometria.

A técnica de *Jet Grouting* pode ser dividida em três sistemas - o sistema monofluido, o sistema bifluido e o sistema trifluido. Na Fig. 3.19 observa-se o desenho esquemático desses sistemas.

O sistema monofluido (Fig. 3.19a), comumente chamado de CCP, consiste, fundamentalmente, no bombeamento de calda de cimento 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.

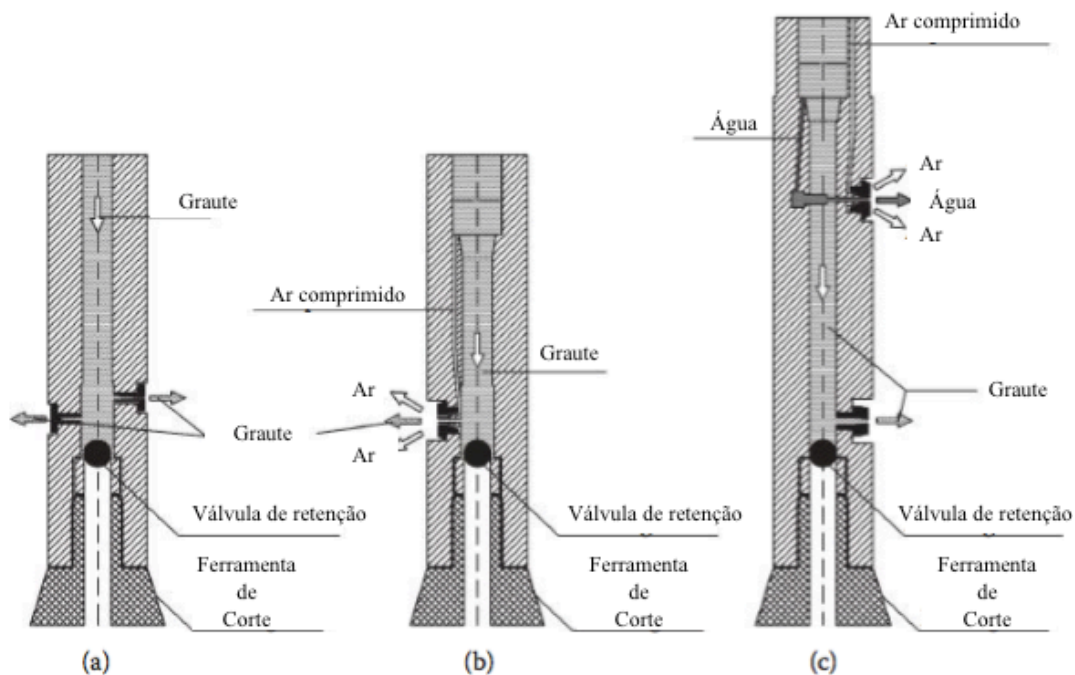


Figura 3.19 - Sistemas *Jet Grouting*. a) monofluido, b) bifluido e c) trifluido (modificado - Croce *et al.*, 2014)

O sistema bifluido (Fig. 3.19b), comumente chamado de processo de *Jet Grouting* (JG), 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.

Já o sistema trifluido (Fig. 3.19c), 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. Nos Estados Unidos há empresas que, aumentando a capacidade das bombas de injeção do sistema trifluido, alcançam colunas de até 5 m de diâmetro. Este sistema é chamado de *Super Jet* (Burke *et al.* 2000).

Na execução dos sistemas *Jet Grouting* há a perfuração do terreno por processo rotativo, usualmente com um tricôno 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 tricô, está instalado um hidromonitor, peça do tubo no qual estão alojados bicos de injeção. A calda de injeção, apesar de usualmente ser de cimento, pode ter adições de acordo com a necessidade da obra. A calda 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 da haste (Fig. 3.20), a uma 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.

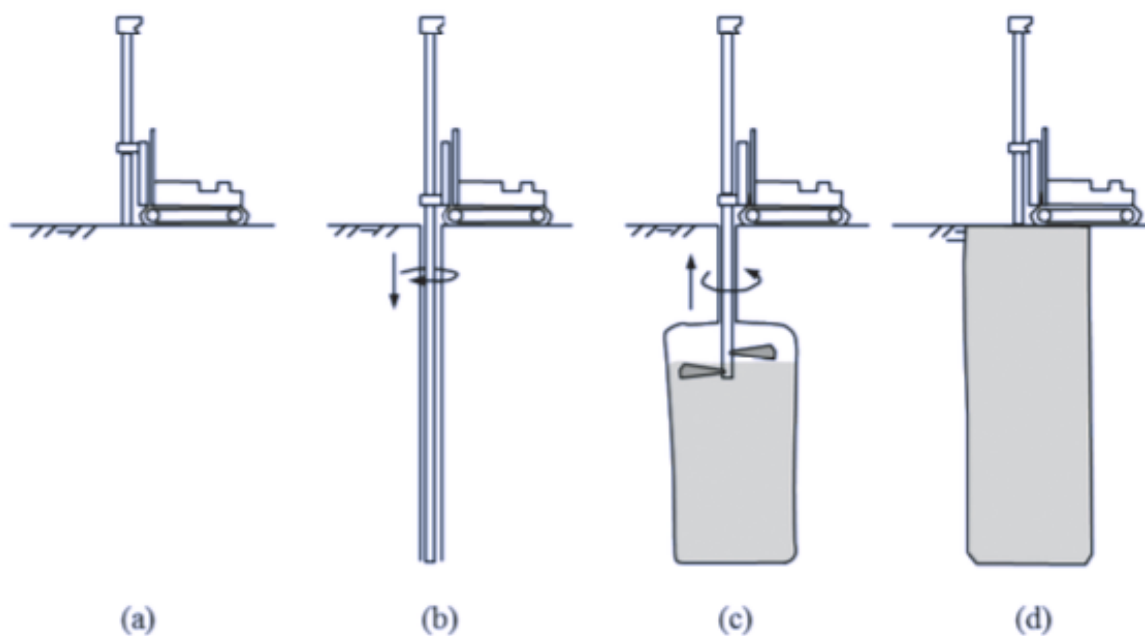


Figura 3.20- Sequência executiva de uma coluna. a) posicionamento, b) perfuração até a cota de fundo de projeto, c) subida da haste em rotação enquanto se faz a injeção *Jet Grouting*, d) finalização (Han, 2015)

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 (Fig. 3.21). Já maciços rochosos geram colunas de diâmetro inferior às 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).

Pelo fato do processo executivo se basear na erosão por fluidos em regime turbulento, a previsão teórica do processo de *Jet Grouting* é complexa, com necessidade de matematizar a perda de energia gradual dos jatos, fundamental para a previsão dos diâmetros das colunas. Essa modelagem teórica pode ser vista em Carletto (2009) e Croce *et al*. (2014). Já a previsão das características hidráulico-mecânicas do maciço condicionado é feita pela experiência de obras passadas e verificadas *in situ*, com destaque para os ensaios de perda d'água e de resistência à compressão uniaxial.

### **3.7 PREVISÃO DA MELHORIA DOS SOLOS APÓS AS INJEÇÕES**

A quantificação da melhoria das propriedades hidráulico-mecânicas de maciços tratados por injeções em solos é complexa, especialmente quando de maciços injetados por fluidos diferentes do cimento. Corrobora para isso o fato de que após a injeção ter remediado o problema ao qual foi dimensionada, poucos clientes e executores buscam verificar os parâmetros finais do maciço condicionado. A falta de ensaios prévios aos trabalhos de injeção também colabora para essa dificuldade. De todo modo, os profissionais responsáveis pela injeção possuem alguns artifícios para essa previsão de melhoria do maciço condicionado, especialmente em situações em que os parâmetros de execução são registrados.

Segundo AFTES (1991), quanto maior a pressão ao final do processo de injeção maior a resistência mecânica do maciço tratado. Segundo Camberfort (1968), o módulo de Young para maciços cujos vazios foram perfeitamente injetados por calda de cimento é igual ao da própria calda após a cura. A deformabilidade de maciços injetados por meio de líquidos depende da

estrutura do solo *in situ*, que condiciona o ângulo de atrito final do maciço tratado; segundo Camberfort (1968) a deformabilidade nestes casos é de difícil previsão.

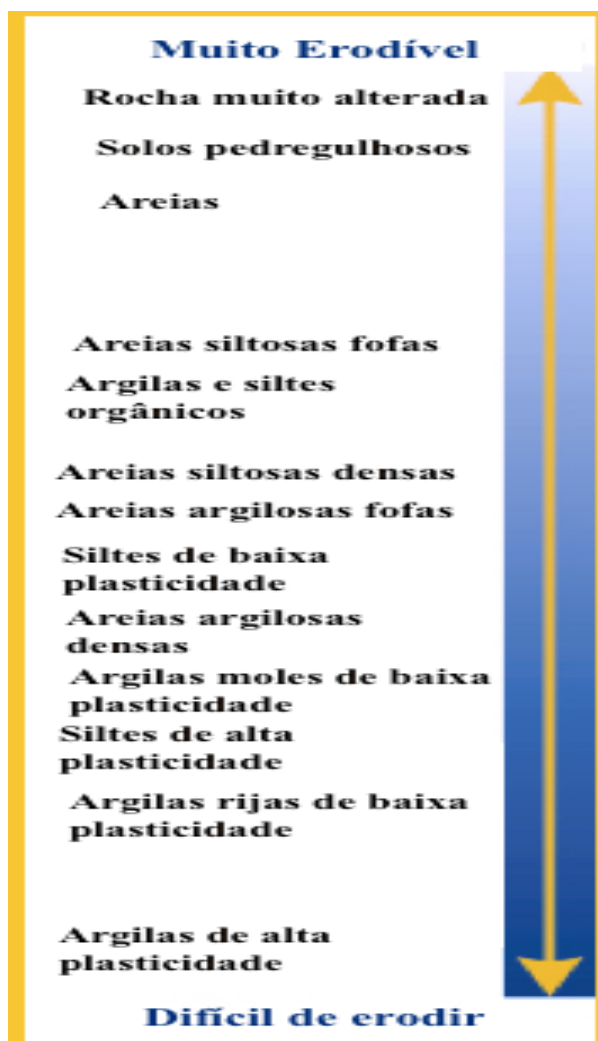


Figura 3.21 – Erodibilidade dos solos pelos sistemas de *Jet Grouting*. O sistema é pouco recomendado para argilas de alta plasticidade e rochas muito alteradas (modificado – Hayward Baker, 2016)

Quanto a verificação da resistência do maciço condicionado a prática recomendada é obter em laboratório os parâmetros do maciço condicionado, por meio de ensaios como os de compressão uniaxial (Camberfort, 1968). Apesar disso a parcela coesiva da resistência de maciços injetados por calda de cimento é aproximadamente igual a da calda de cimento após a cura. Para a verificação da permeabilidade, ensaios *in situ* são eficazes (Powers *et al.*, 2007).

Com as dificuldades de prever a quantidade necessária das injeções, especialmente de compactação e fraturamento, comumente dados obtidos em trabalhos anteriores são utilizados para previsões no mesmo tipo de solo em que as injeções foram executadas previamente. A

previsão teórica também pode ser feita pelos métodos apresentados nos itens 3.3 a 3.6 mas na prática brasileira há desconfiança quanto a aplicação dessas teorias de injeção. Assim, à medida que os trabalhos das injeções de fraturamento e compactação avançam, o controle de qualidade, monitoramento e verificação, tratado no item 3.8, indica se os parâmetros finais de projeto foram alcançados. Assim faz-se uma malha de pontos de injeção mais espaçada e se vai diminuindo essa malha até a verificação *in situ* dos parâmetros indicados indicar que houve a melhoria mínima necessária de projeto.

Já as injeções de permeação, por permearem o maciço e não alterarem a estrutura deste, dependem mais do ganho de resistência do fluido injetado dos parâmetros geotécnicos de deformabilidade e resistência. Assim, com os dados do raio de ação das injeções de permeação e das propriedades do produto da interação do fluido utilizado com o maciço local, propriedades que podem ser obtidas previamente à obra, sabe-se a malha necessária, com menor necessidade de ajustes que as injeções de fraturamento e compactação.

Quanto as injeções de substituição a previsão é baseada em uma base de dados maior, mas também com necessidade de verificação *in situ*, especialmente do diâmetro da coluna à profundidade e das propriedades da coluna endurecida. Na Fig. 3.22 e nas Tab. 3.3, 3.4 e 3.5 alguns parâmetros de projeto das colunas de *Jet Grouting* são observados. Observa-se que o intervalo de variação das colunas *Jet Grouting* é grande, justificando a verificação *in situ* dessas propriedades. Comumente em projetos de condicionamento de maciços envolvendo o uso de colunas *Jet Grouting* a análise probabilística das resistências e de permeabilidades do produto final é feita.

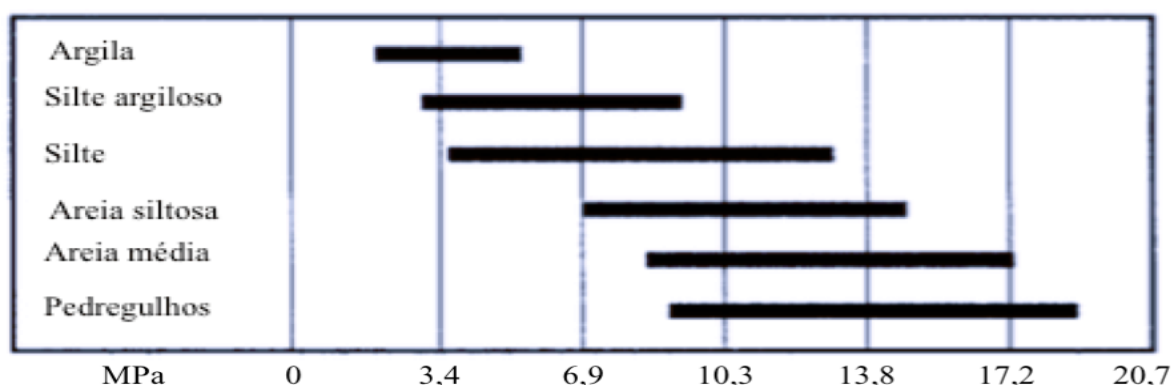


Figura 3.22 – Intervalo de resistências de colunas convencionais de *Jet Grouting* de acordo com o tipo de solo (modificado – Warner, 2004)



Tabela 3.3 – Diâmetro atingível das colunas no *Jet Grouting* convencional de acordo com o SPT (Tecnogeo, 2009)

<b>Tipo de Solo</b>	<b>SPT(N)</b>	<b>Diâmetro(cm)</b>
<b>Areia com pedregulhos</b>	-	100 ± 10
<b>Areia</b>	< 15	170 ± 10
	15 a 20	130 ± 10
	20 a 40	110 ± 10
<b>Argila</b>	< 2	160 ± 10
	2 a 10	130 ± 10
	10 a 20	120 ± 10

Tabela 3.4 – Propriedades típicas das colunas em *Jet Grouting* convencional de acordo com o tipo de solo (Tecnogeo, 2009)

<b>Aglutinante</b>	<b>Tipo de Solo</b>		<b>Resistência à compressão (MPa)</b>	<b>Coesão (MPa)</b>	<b>Consumo de cimento (kg/m<sup>3</sup>)</b>
<b>Cimento Portland</b>	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

Tabela 3.5 – Propriedades típicas das colunas (Han, 2015)

<b>Tipo de Sistema</b>	<b>Tipo de Solo</b>	<b>Resistência à compressão (MPa)</b>	<b>Diâmetro das colunas (m)</b>
<b>CCP (monofluido)</b>	Areias e pedregulhos	7 – 20	0,6 – 0,9
	Argilas	1,7 – 7	0,6 – 0,9
<b>Jet Grouting (bifluido)</b>	Areias e pedregulhos	3,5 - 14	0,9 – 1,8
	Argilas	1 – 7	0,9 – 1,5
<b>Sistema trifluido</b>	Areias e pedregulhos	3,5 – 10	1,5 – 2,5
	Argilas	1 - 5	0,9 – 1,8

### 3.8 CONTROLE DE QUALIDADE, MONITORAMENTO E VERIFICAÇÃO

A injeção de maciços deve sempre ter um controle de qualidade fiscalizado, com monitoramento dos processos de injeção, realizando-se testes de verificação antes e depois da conclusão dos trabalhos a fim de que as propriedades especificadas sejam atingidas.

#### 3.8.1 CONTROLE DE QUALIDADE

O controle de qualidade das injeções é uma etapa obrigatória do processo. Esse controle se dá pelo registro das pressões, volumes, vazões e anormalidades durante a execução das injeções (Han, 2015). Tal controle deve ser realizado por meio de boletins que estejam à disposição de todos os envolvidos na obra. A avaliação desse registro, especialmente nas injeções de fraturamento, dita os próximos passos da execução das injeções. Além disso é fundamental o controle das propriedades do fluido sendo injetado, tais como viscosidade, densidade, coesão, quantidade de soluto e solvente, verificação de impurezas, entre outras propriedades relevantes para o trabalho em questão. Formas de medir essas grandezas são vistas em Warner (2004).

Previamente ao início dos trabalhos de injeção colunas-teste devem ser feitas para a aferição das previsões de projeto e para o ajuste de parâmetros executivos. Essa observação é feita pela inspeção da integridade, uniformidade e dimensões das colunas. Essas colunas-teste são necessárias pela inerente heterogeneidade dos maciços. Desconhece-se trabalhos de injeção bem-sucedidos, sob o ponto de vista técnico-econômico, sem o ajuste de parâmetros executivos em campo decorrente da avaliação de colunas-teste.

### 3.8.2 MONITORAMENTO

As maneiras mais comuns de monitorar a performance dos trabalhos de injeção para incremento da capacidade de carga e redução de deslocamentos, enfoque desta dissertação, são a medida de deslocamentos e poropressões. Como medida mínima, especialmente em trabalhos de injeções de fraturamento, utiliza-se o monitoramento superficial por meio de sensores óticos ou estação total, com marcos superficiais. É essencial que haja uma equipe independente de instrumentação para o processamento e transmissão de dados, com a frequência de medidas sendo especificada (Xanthakos *et al.*, 1994). A depender da finalidade dos trabalhos de injeção, inclinômetros e extensômetros múltiplos podem ser utilizados, especialmente para o acompanhamento dos deslocamentos com a profundidade. Piezômetros podem ser utilizados para aferir se em trabalhos de consolidação de maciços há a dissipação das poropressões em taxas aceitáveis.

### 3.8.3 VERIFICAÇÕES DE CAMPO E LABORATÓRIO

As verificações quanto à melhoria de capacidade de carga usualmente são feitas por meio de ensaios *in situ*, antes e após a execução das injeções, a intervalos fixos de 1 a 1,5 m. Utiliza-se na prática os ensaios *Standard Penetration Test* (SPT) e *Cone Penetrometer Test* (CPT) (Xanthakos *et al.*, 1994). Ensaios geofísicos também são utilizados, especialmente o *Crosshole (Downhole) Borehole Test* (CBT), que funciona sob o princípio de medir as ondas de cisalhamento S no campo antes e após as injeções, relacionadas diretamente ao módulo cisalhante G e que também podem ser relacionadas com o peso específico local (Xanthakos *et al.*, 1994). Ensaios geofísicos do tipo MASW (*Multichannel Analysis of Surface Waves*) e do tipo GPR (*Ground Penetration Radar*) também são utilizados ocasionalmente (Briaud, 2013). Apesar de esclarecedora, a escavação posterior do maciço entre as injeções para aferição de resultados é rara. Essa escavação é comum na etapa de início das injeções para aferir as propriedades das colunas-teste.

Ensaio de laboratório em amostras do maciço melhorado também são muitas vezes pedidas, apesar das dificuldades de extrair amostras válidas (Xanthakos *et al.*, 1994). Os ensaios de laboratório mais comuns são relacionados à medida da resistência à compressão simples, apesar da esporádica realização de testes de microscopia e petrografia, especialmente em locais em que um trabalho focado na redução da permeabilidade do maciço foi realizado. Ensaio que avaliam a deformabilidade também são realizados, apesar de que correlações com a resistência à compressão sejam mais comuns. Além disso, a depender da aplicação, provas de carga são realizadas.

Exemplos de verificações realizadas podem ser vistas nas Fig. 3.23 a 3.26.

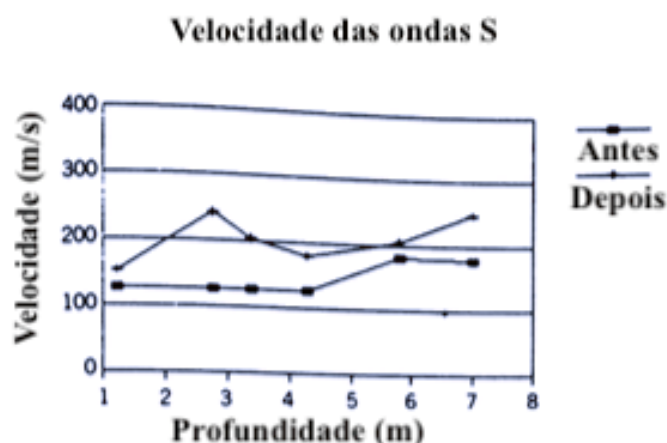


Figura 3.23 – Variação das velocidades das ondas S obtidas por meio do ensaio CBT antes e depois de injeções de compactação (modificado – Xanthakos *et al.*, 1994)

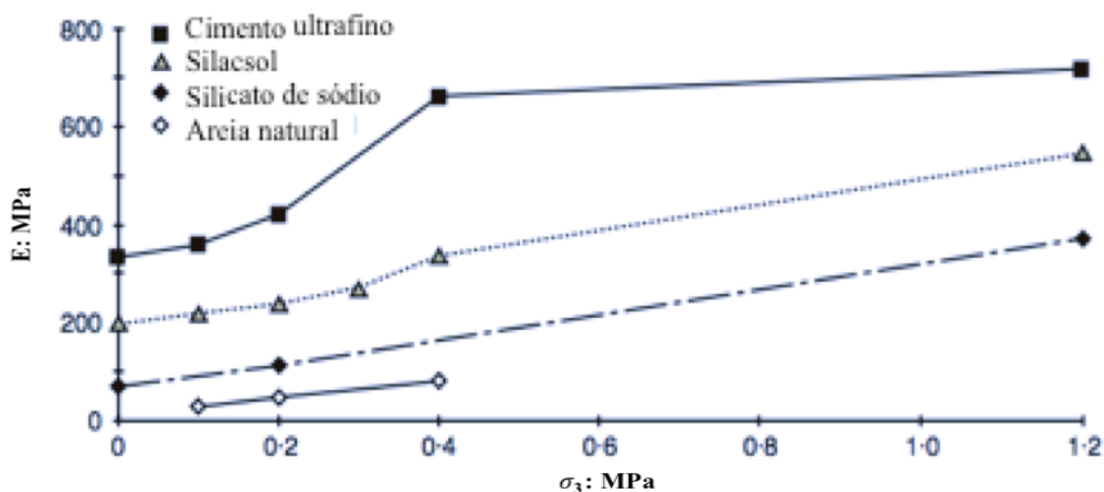


Figura 3.24 – Relação entre o módulo de Young e a tensão confinante  $\sigma_3$  em areias Fontainebleau injetadas por permeação de diferentes fluidos (modificado – Gouvenot, 1998)

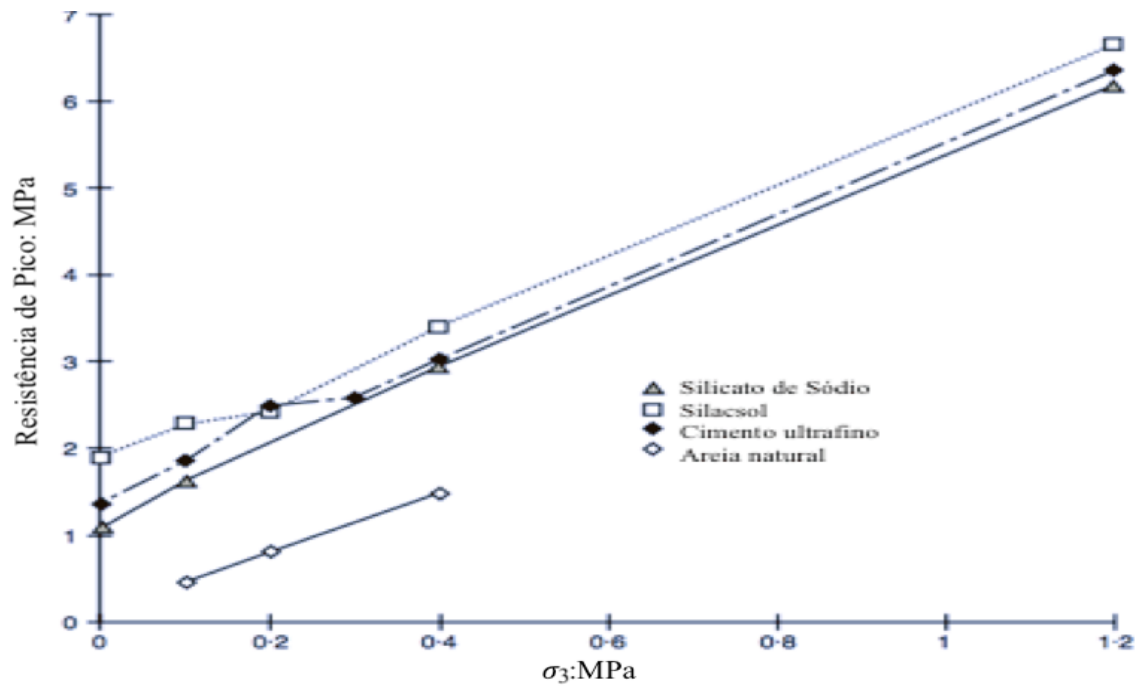


Figura 3.25 – Relação entre a resistência de pico e a tensão confinante  $\sigma_3$  em areias Seine injetadas por permeação de diferentes fluidos (modificado – Gouvenot, 1998)

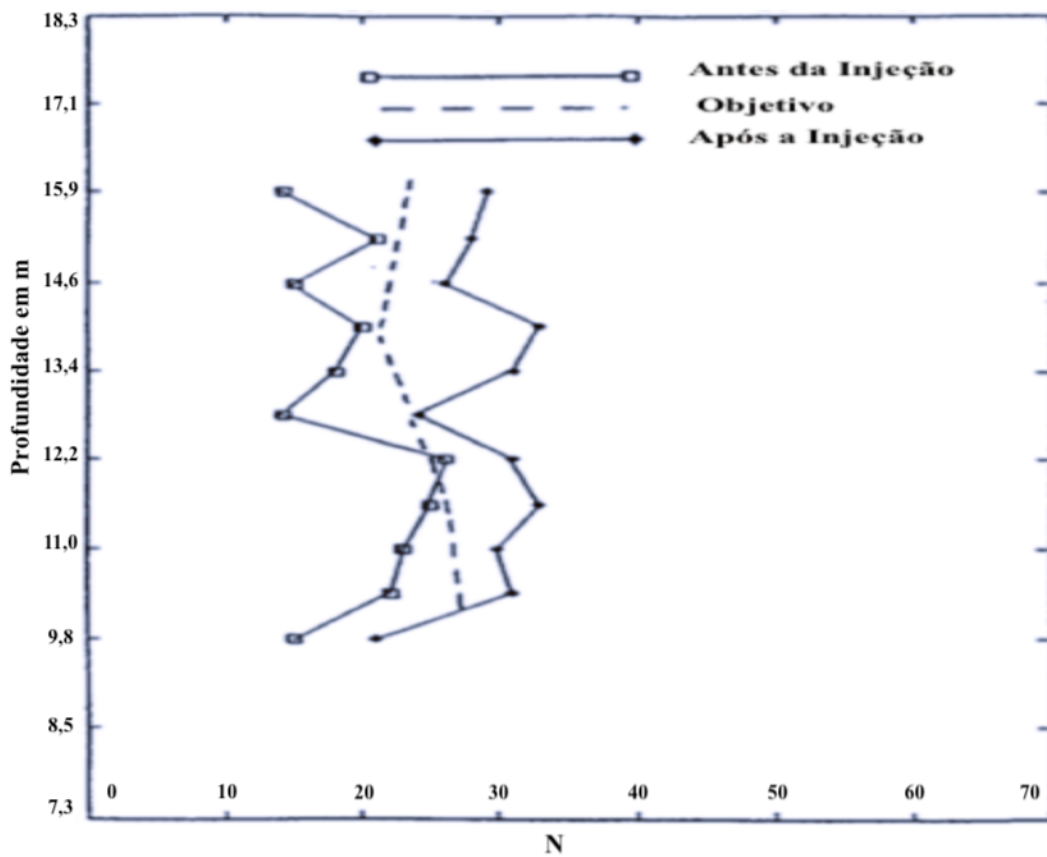


Figura 3.26 – N de maciços antes e após injeções de permeação com a profundidade (modificado – Warner, 2004)

A disposição das verificações *in situ* prévias às injeções comumente são aleatórias ou próximas a locais em que se haja suspeição importante quanto a condições hidrogeológicas, e.g. dolinas. Posteriormente, essa disposição deve ser feita levando-se em conta tanto o controle de qualidade quanto o monitoramento realizado durante os trabalhos de injeção.

### **3.9 CONSIDERAÇÕES QUANTO À INJEÇÃO DE SOLOS METAESTÁVEIS**

Solos metaestáveis, como o *loess* e a argila porosa de Brasília, são solos de granulometria fina, de argila, mas com estrutura mais aberta, porosa, semelhante a areias, com alta permeabilidade. Dessa forma, segundo a Fig. 3.2, podem ser injetados por permeação química, injeções de compactação, injeções de fraturamento e *Jet Grouting*. A permeação por cimento é improvável, devido principalmente ao tamanho das partículas da suspensão cimentícia.

A injeção por permeação desses solos é crítica, mesmo a permeação química, com dificuldade de formação de colunas injetadas de grande diâmetro pelas baixas pressões necessárias, e conseqüentemente, uma malha de injeções menos espaçada seria necessária para fins de homogeneização e incremento da capacidade de carga. Para cortinas secantes um diâmetro menor de coluna pode ser suficiente.

As injeções que agem por deslocamento, injeções de fraturamento e compactação, também podem ser aplicadas, principalmente para acréscimo de densidade e, conseqüentemente, da resistência desses solos. Nesses casos a quantificação da melhoria necessária é determinada a partir da densidade inicial do solo. Segundo Warner (2004), determina-se o volume de fluido a ser injetado equivalente à redução de volume requerida para chegar à condição desejada, por meio da Eq. 3.12. Assim, o principal parâmetro de parada da injeção é volumétrico, com pressões controladas apenas para evitar o levantamento temporário do solo quando este macaqueamento não é permitido. Empiricamente, o levantamento do solo que pode ser gerado por injeções de deslocamento em solos metaestáveis não é mantido, com o maciço voltando à elevação inicial após o endurecimento e retração do fluido injetado.

As injeções *Jet Grouting* também podem ser utilizadas, porém estas apresentam problemas potenciais para situações em que haja infraestrutura próxima ou em que as injeções sejam horizontais, pelas altíssimas pressões usadas no processo de *Jet Grouting* terem possibilidade de gerar um colapso progressivo do solo metaestável.

## 4 METODOLOGIA

Este capítulo consiste da metodologia desta dissertação, que consiste de execução experimental, controle de qualidade e análise numérica.

### 4.1 EXECUÇÃO EXPERIMENTAL

A execução experimental consistiu na execução de injeções cimentícias *tube-à-manchette*, realizadas no campo experimental da empresa Solotrat Centro-Oeste Engenharia Geotécnica.

Primeiramente, fez-se a caracterização do campo experimental. Escolheu-se o campo experimental da empresa Solotrat Centro-Oeste. Este campo experimental foi utilizado na dissertação de Zuluaga (2015) e na tese de Mendoza (2013), além de ser utilizado em testes de campo da própria empresa. O campo fica localizado no SMAS, Conjunto A1, Lote 06, Guará-DF. As coordenadas aproximadas do local são 15 48'59"S e 47 57'58"O e a cota altimétrica é de aproximadamente 1084 m.

Para a previsão do comportamento do solo quanto a possibilidade de permeação, fraturamento ou compactação, previu-se o uso das Fig. 3.2, 3.7, 3.8 e 3.9 e das Eq. 3.1, 3.2 e 3.3 como ferramentas de planejamento.

Apesar dessas ferramentas poderem descartar alternativas, quis-se verificar a validade dessas por testes preliminares. Esses testes foram baseados em prova *reductio ad absurdum*, tipo de prova usada na matemática que é feita assumindo-se como verdade o contrário do que se quer provar e então se chega a uma contradição e se prova, ou não, que aquele comportamento não acontecerá em campo.

Nesses testes preliminares previu-se além da investigação do comportamento das injeções, a determinação do espaçamento ótimo entre manchetes, a pressão de injeção e o volume a ser injetado. Para a determinação do volume a ser injetado previu-se o uso da Eq. 3.4, já que a partir desse volume era possível assumir uma pressão de injeção máxima limitada pela Eq. 3.9, que se refere a pressão máxima teórica em solos coesivos. Previu-se também a do raio limitante de ação da injeção, estimado pela Eq. 3.7.

Com os resultados dos testes preliminares, a serem observados no item 5.2, a determinação do espaçamento ótimo entre manchetes e a delimitação dos demais parâmetros executivos eram viáveis, possibilitando o arranjo executivo e as especificações finais das injeções.

### 4.1.1 ESPECIFICAÇÕES DOS EQUIPAMENTOS

Os equipamentos foram escolhidos de acordo com a disponibilidade da Solotrat e com as recomendações de Warner (2004) e Zirlis *et al.* (2015).

Escolheu-se equipamento de perfuração do tipo rotopercussivo de rotor elétrico de eixo simples, sem uso de graxa ou de outro lubrificante nas hastes perfuradoras, a fim de evitar contaminação do maciço e perda de aderência entre a calda e o solo. Escolheu-se tricône próprio para argila, de 65 mm de diâmetro, com orifício em que se permitia a circulação de água.

Quanto ao equipamento de injeção definiu-se que a unidade injetora seria do tipo circuito fechado, constando, dos seguintes dispositivos:

- Misturador de alta rotação (aproximadamente 1.800 rpm) e capacidade superior a 150 l, equipado com peneira e hidrômetro graduado em litros e frações decimais;
- Bomba injetora helicoidal, com capacidade de manter um fluxo contínuo superior a 100 l/min, dentro dos limites de pressão requeridos, e bombear caldas com o fator a/c igual ou superior a 0,4;
- Garrafão de amortecimento e estabilizador de pressão vertical com colchão de ar, com volume suficiente para estabilização do manômetro até, aproximadamente, 10% da leitura requerida;
- Manômetro de pressões graduados de 50 kPa a 50 kPa, com resolução de 3000 kPa;
- Obturadores hidráulicos duplos, similares aos da Fig. 3.6, com diâmetro compatível ao do tubo PVC;
- Tubulações, revestimentos, registros e ferramentas revisadas, para evitar interrupções do processo de injeção.

Quanto aos tubos manchitados, definiu-se que eles deviam ser constituídos por tubos PVC rígidos, com diâmetro de 32 mm, com válvulas tipo manchete a cada 330 mm e comprimento de 500 mm a mais da profundidade do furo, para auxiliar nas operações de injeção. O tubo foi selado no fundo para evitar entrada de calda de cimento durante a execução da bainha.



### 4.1.2 MÉTODO DE INJEÇÃO

A injeção dos furos foi efetuada pelo método ascendente, a partir do fundo do furo. A pressão máxima líquida de injeção estipulada, por se tratarem de injeções de fraturamento e compactação, foi de 600 kPa, e a pressão de abertura das manchetes limitada a 2800 kPa, devido à possibilidade de tempos de cura da bainha superiores a 12 h. A pressão de 600 kPa foi determinada a partir de sugestões de Pitta (2017) para trabalhos de adensamento de solos tropicais abaixo de 10 m. Ressalta-se que as pressões registradas nos boletins de injeção do Apêndice B são as pressões totais, medidas no manômetro próximo ao misturador. Verificou-se, nos testes preliminares, que a perda de carga média do sistema era de 200 kPa. Assim as pressões líquidas, aquelas que efetivamente chegam no solo, são iguais às pressões totais diminuídas de 200 kPa. Observa-se que a vazão da calda de cimento não foi definida como constante a fim de que esta dependa da heterogeneidade local do maciço.

Além dos critérios de pressão, o volume de calda de injeção foi limitado a um saco de cimento por manchete.

### 4.1.3 ESPECIFICAÇÃO DOS MATERIAIS DE INJEÇÃO E DOSAGEM

A injeção de todos os furos, tanto a bainha quanto a injeção pelas válvulas manchetes, foi escolhida com a relação a/c aproximada de 0,5 em peso. Por razões de custos o cimento escolhido foi o tipo Portland comum (Blaine não inferior a 3.000 cm<sup>2</sup>/g), contendo menos que 5% de grãos retidos na peneira nº 200. A água utilizada na preparação da calda de injeção foi supervisionada para que estivesse isenta de quantidades prejudiciais de sedimentos, de materiais orgânicos, álcalis, sais e quaisquer outras substâncias que interfeririam nas reações de hidratação dos sólidos.

A mistura de cimento e água foi feita com tempo de agitação mínimo de 5 min e definiu-se que, em qualquer caso, não poderiam ser injetadas caldas que permaneçam no misturador por tempo superior a 2 h.

Quanto às propriedades da calda de cimento, essas deveriam ser verificadas quanto a coesão, viscosidade, densidade e exsudação. Utilizou-se o reômetro de placa de Lombardi (Lombardi, 1985) para aferir a coesão da calda e o funil Marsh (Warner, 2004) para aferir a viscosidade da calda. A densidade e a exsudação seriam determinadas utilizando-se um Becker graduado de plástico e uma balança.

#### **4.1.4 DISPOSIÇÃO DOS FUROS**

Uma vez que a camada de argila porosa tinha 5,0 m de profundidade e o nível de água estava a 4,5 m de profundidade, a ser visto no item 5.1, decidiu-se dispor as injeções estendendo-se a 1,0 m acima do nível de água local, a 3,5 m. Apesar do observado na Fig. 3.11, em que se estima um raio de influência das injeções, a veracidade dessa estimativa é muitas vezes falha devido à heterogeneidade dos maciços. As injeções de compactação e fraturamento, em obras reais da prática europeia e brasileira, são espaçadas primeiramente com maiores distâncias, usualmente 2,0 m e depois, após verificação das vazões em cada manchete, observa-se os locais em que houve maiores vazões. Como usualmente se especifica como constante o volume sendo injetado, maiores vazões indicam menor reação do solo sendo injetado, e, segundo Camberfort (1968), isso indica maiores vazios e necessidade ou de reinjeção ou de adição de furos próximos a esses pontos de maiores vazios. Assim um trabalho de injeção de solos costuma ter várias fases até que a absorção de calda do maciço exija baixas vazões ou os testes de verificação indiquem que as propriedades finais desejadas tenham sido atingidas. A injeção de solos é, portanto, uma execução observacional, em que muitos dos princípios de Peck (1969) devem ser seguidos.

Entretanto, pela dificuldade logística em realizar várias fases de execução na Solotrat, decidiu-se por uma disposição de furos mais concentrada, de 1,0 x 1,0 m (comumente a malha final em execução de injeções. De todo modo reticulados de 0,5 x 0,5 m às vezes são necessárias), em que se assumiu que essa disposição, com a injeção de 1 saco/manchete/330 mm, seria representativa de uma obra real de injeções. Primeiramente pensou-se em uma malha quadrada ou pé-de-galinha (espaçamento alternado), como visto na prática, mas devido à execução do MASW como verificação de campo houve a sugestão da prestadora do serviço, a empresa júnior Phygeo, de que uma disposição de furos circular maximizaria as chances de resultados confiáveis. Assim considerando as recomendações da Phygeo e da necessidade de a malha ser representativa de uma obra real de injeções, tentou-se arranjar os furos circularmente, com área superior a 10 m<sup>2</sup>, com espaçamento entre 1,0 a 2,0 m. Dadas essas considerações chegou-se nos arranjos das Fig. 4.1 e 4.2. Os furos de injeção foram previstos de serem executados conforme visto na Fig. 4.1, de F1 a F13.

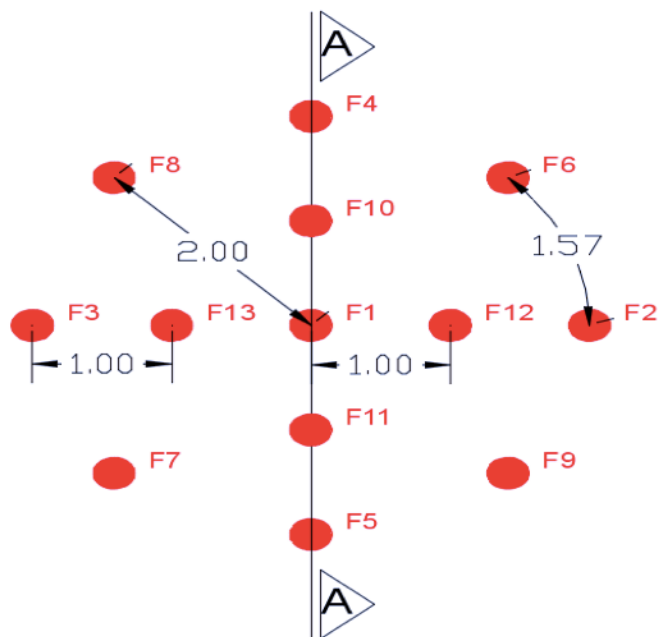


Figura 4.1 – Vista superior do arranjo das injeções. Cada disco vermelho é um furo em que injeções *tube-à-manchette* seriam executadas.

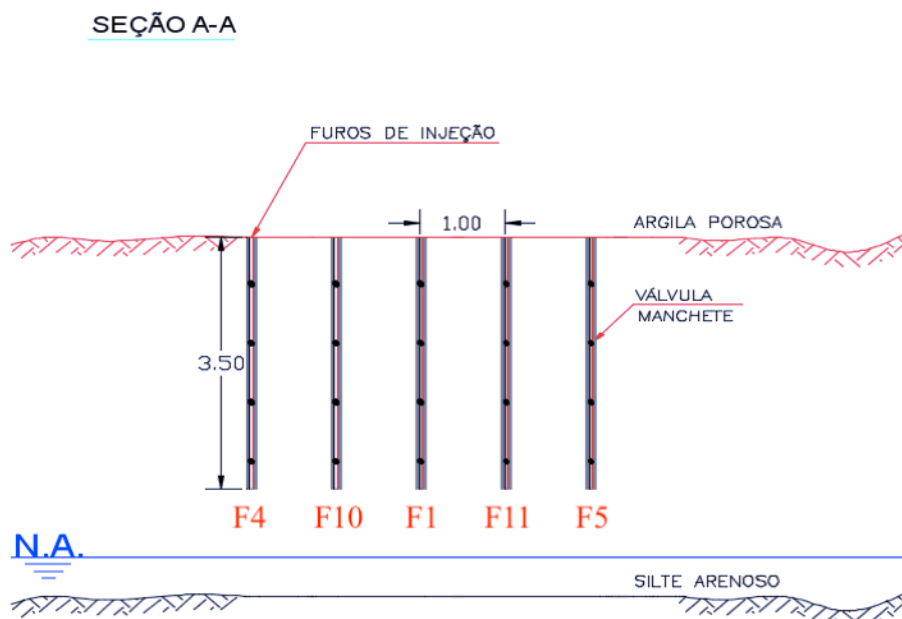


Figura 4.2 – Vista da seção A-A do arranjo das injeções. Dimensões em m.

## 4.2 CONTROLE DE QUALIDADE E VERIFICAÇÃO

Para a aquisição de dados da execução experimental, fez-se o controle de qualidade e verificação dos trabalhos, etapa composta por ensaios de laboratório e de campo realizados no campo experimental da empresa Solotrat Centro-Oeste Engenharia Geotécnica.

Apesar de majoritariamente posterior à execução experimental, o controle de qualidade e verificação começou antes, com a execução de ensaios geofísicos.

Segundo Briaud (2013) para verificações de melhoria de solos comumente se usa o CBT e mais raramente o MASW. Na Universidade de Brasília infelizmente o CBT não se encontrava disponível, restando o MASW. De forma complementar previu-se a utilização do GPR para aferição do formato das injeções. Os ensaios geofísicos seriam realizados antes e depois da execução das injeções para analisar o efeito dessas no maciço local.

Quanto ao controle de qualidade utilizou-se para a determinação da densidade da calda de cimento uma balança e um Becker graduado de precisão. Para a análise de exsudação da calda de cimento utilizou-se um cilindro graduado, preencheu-se o cilindro com calda de cimento, deixando-a em repouso por 1 h. Observou-se a sedimentação e determinou-se a porcentagem que havia se separado da solução coloidal. Para a determinação da viscosidade utilizou-se um funil Marsh, e se seguiu os procedimentos de ASTM D 6910 (2009).

Já para a verificação da coesão da calda de cimento, usou-se o reômetro de placa de Lombardi. Esse instrumento simples, de fácil manufatura, consiste de uma placa de aço de 100 mm x 10 mm x 3 mm com uma alça para inserção no misturador da calda. Os sulcos são cortados em ambos os lados da placa para dar uma superfície áspera. O procedimento consistiu em pesar a placa, mergulhar a placa totalmente na calda de cimento e depois pesá-la novamente. Subtraiu-se o peso inicial do peso final para calcular o peso da calda presa à placa. Então se dividiu o peso da calda de cimento pela área da placa para obter o peso por unidade de área. O peso por unidade de área é dividido pelo peso específico da calda de cimento para determinar a espessura da argamassa presa à placa. Esta espessura, quando convertida em mm, é a coesão e transforma-se esse valor para Pa segundo ábacos presentes em Lombardi (1985).

Quanto aos ensaios de campo destrutivos optou-se pelo SPT pela rapidez de execução, custo e o fato de ter sido realizado anteriormente no solo local. Assim poderia ser inferido o efeito das injeções nas propriedades do solo entre pontos de injeção.

Já em relação aos ensaios de laboratório, previu-se a realização de ensaios na calda de cimento após esta ter atingido, aproximadamente, sua resistência final, aos 90 dias de cura. Para isso previu-se extração de corpos de prova por meio de sonda rotativa, com posterior realização de ensaios de compressão uniaxial e ensaios de carga puntiforme para aferição da resistência à compressão da calda e seu módulo de Young. Apesar de esses ensaios serem especificados

usualmente para rochas esses também podem ser utilizados para a calda de cimento (Assis, 2017).

Posteriormente, fez-se a escavação do maciço tratado, entre furos de injeção, para analisar o formato final das injeções e recolher amostras da calda de cimento endurecida para os ensaios de compressão uniaxial e de carga puntiforme. Essa extração foi prevista para ser realizada por meio de sondagem rotativa.

Finalmente pode-se realizar a discussão dos resultados necessária para a utilização destes na análise.

### **4.3 ANÁLISE NUMÉRICA**

A partir dos resultados da execução experimental e do controle de qualidade e verificação previu-se a realização de simulações numéricas tridimensionais do túnel metroviário do metrô de Brasília. Hipotetizou-se que essas simulações poderiam elucidar o provável efeito que as injeções cimentícias teriam no avanço de escavação do túnel do metrô de Brasília.

Para esse fim, decidiu-se escolher uma seção típica do metrô de Brasília que tivesse ampla base de dados além de metodologia de retroanálise por simulação numérica definida. Assim, baseou-se na seção S4294, que atendia a esses pré-requisitos e foi estudada previamente em outros trabalhos, como os de Farias & Assis (1996) e Marques (2006).

Para a análise do problema da seção S4294 Marques (2006) utilizou o software de elementos finitos português FEME (Almeida e Sousa (1998) apud Marques, 2006) a fim de simular o processo construtivo do túnel do metrô de Brasília. Primeiramente utilizou o critério de ruptura de Mohr-Coulomb para este fim, com o modelo elastoplástico também chamado de Mohr-Coulomb, em análises bidimensionais e tridimensionais. Posteriormente Marques (2006) implementou o modelo elastoplástico de Lade, que consegue modelar o comportamento de solos de maneira mais realista, não linear, ao considerar superfícies plásticas de contração e expansão (Lade, 1977).

Nesta dissertação optou-se pelo uso do software PLAXIS 3D Tunnel 1.2, baseado no MEF. É um software que consegue simular geometrias complexas e também realiza análises mais simples, como as axissimétricas. É também constantemente atualizado, muito pelo fato do desenvolvimento do programa ser relacionado à Universidade de Delft, na Holanda, universidade que é referência mundial em softwares para geotecnia. Também por conta deste suporte acadêmico e o difundido uso na prática da engenharia geotécnica, 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 devido à maior familiaridade com este software, possibilitando simular o caso em estudo dentro das reais capacidades do programa e considerando-se suas limitações. Por meio do observado nos manuais de utilização do software (Plaxis, 2010) e dos diversos casos de obra de túneis em maciços que o utilizaram de forma eficaz como ferramenta numérica (Barbosa & Assis, 2017; Semeraro *et al.*, 2017; Boroianu *et al.*, 2017), pode-se adaptar o software à análise do processo de escavação de um túnel de forma a simular, com grau de confiança adequado, o comportamento mecânico deste quando parâmetros realistas são escolhidos.

#### **4.3.1 CARACTERIZAÇÃO DA SEÇÃO S4294**

A localização da seção S4294 pode ser observada nas Fig. 4.3 e a estratigrafia local na Fig. 4.4. A esquematização da seção S4294 é apresentada na Fig. 4.5.

A estratigrafia local foi suposta horizontal, com cinco camadas características, a partir das sondagens e ensaios geotécnicos no local feitos por Marques (2006). Todas essas camadas consistiam da argila porosa metaestável de Brasília, com a diferença que entre cada camada havia propriedades geotécnicas melhores. Na superfície, perpendicular ao eixo do túnel, tinha-se o marco superficial M1. A camada 1 foi delimitada até a profundidade de 4,6 m, profundidade esta em que foi instalado o extensômetro T1, conforme pode ser observado na Figura 4.5. A camada 2, logo abaixo da camada 1, também de 4,6 m de espessura, indo até a 9,2 m de profundidade, profundidade na qual o extensômetro T2 foi instalado. A camada 3 está localizada do local do extensômetro T2 ao eixo do túnel, localizado a 15,0 m de profundidade. A camada 4 está compreendida entre o eixo do túnel até a profundidade de 22,0 m. Abaixo localiza-se a última camada em que o estado do campo tensões é alterado, a camada 5. Esta alteração é desprezável após a profundidade de 40,0 m, profundidade a qual foi hipotetizado o fim desta camada.

O túnel da seção S4294 foi suposto perfeitamente circular, com diâmetro de 9,6 m, com 11,2 m de cobertura, e uma seção escavada de 66,8 m<sup>3</sup>/m. A parcialização empregada no local foi o de calota e bancada. A bancada era escavada com atraso de 2,4 m em relação à calota e o sistema de suporte era fechado a 4,8 m da frente de escavação. Juntamente à bancada era deixado um núcleo de suporte da frente de escavação, escavado simultaneamente à bancada. A esquematização deste processo construtivo pode ser visto na Fig. 4.6.

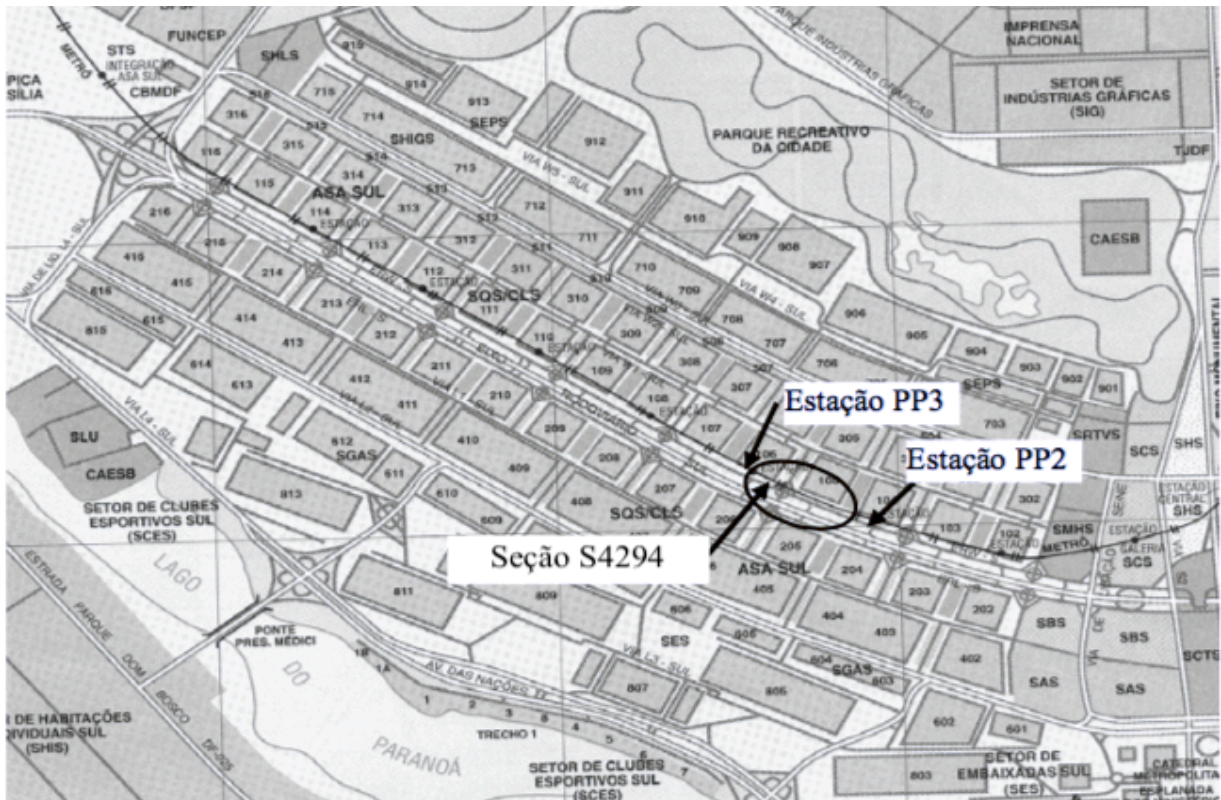


Figura 4.3 - Planta da localização da seção S4294 (modificado - Marques, 2006)

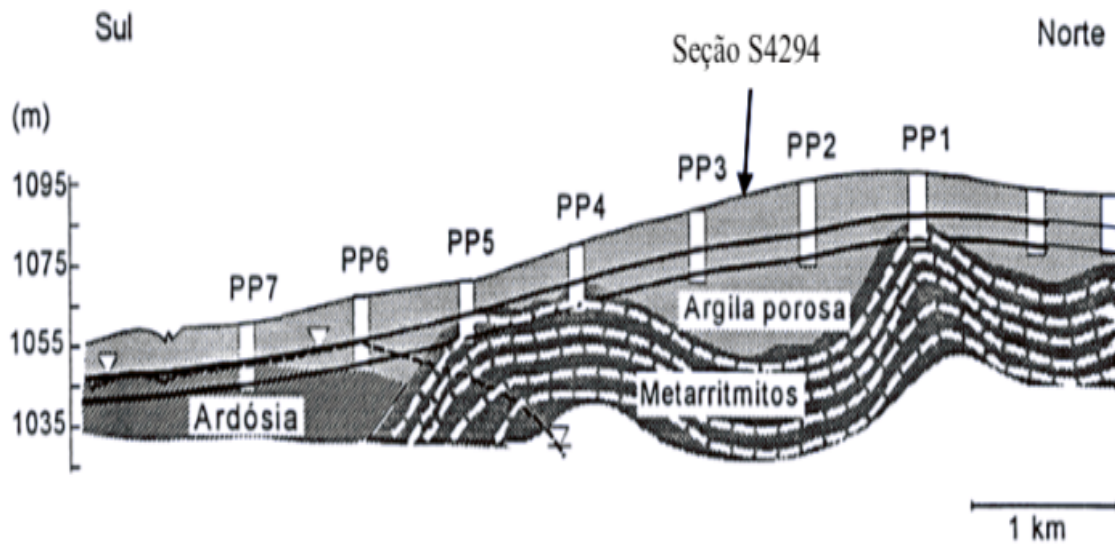


Figura 4.4 - Estratigrafia local (Marques, 2006)

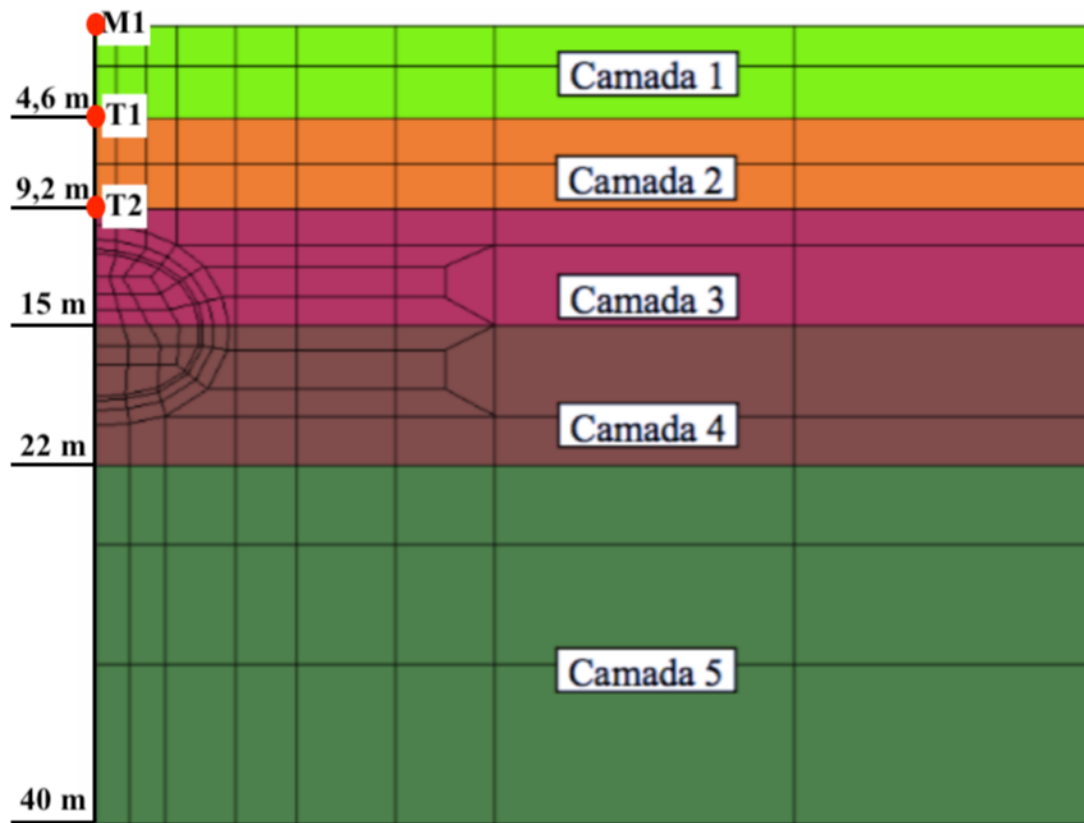


Figura 4.5 - Seção S4294 (modificado - Marques, 2006)

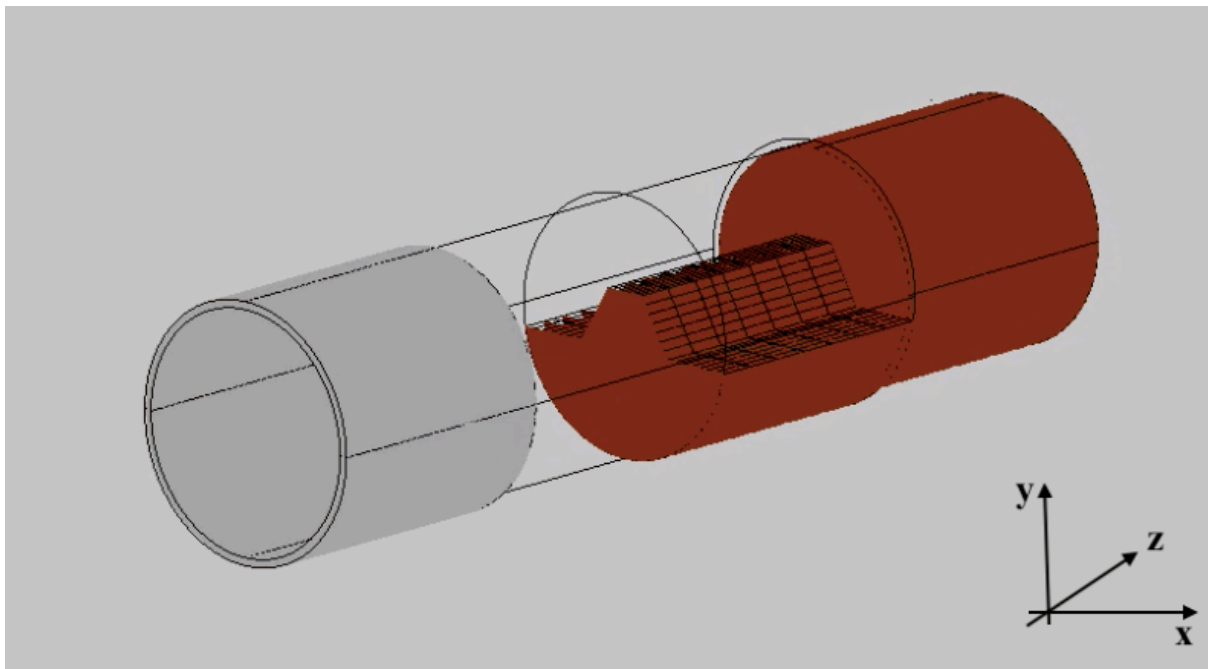


Figura 4.6 - Sequência construtiva à época da construção, com os eixos de referência utilizados



### 4.3.2 VALIDAÇÃO DO SOFTWARE COM O PROBLEMA DE MARQUES (2006)

A fim de validar esses resultados no software PLAXIS 3D utilizou-se os mesmos parâmetros e procedimentos de simulação de Marques (2006) para o modelo de Mohr-Coulomb. O modelo é descrito detalhadamente em PLAXIS (2000). A estratigrafia simulada foi igual à visualizada na Fig. 4.5. As dimensões do modelo foram de 60 m de altura, 50 m de largura e 45,6 m de extensão com 19 seções de 2,4 m, tamanho do avanço, dimensões adaptadas de Marques (2006): no PLAXIS 3D Tunnel a fronteira de 40,0 m de profundidade com impedimento total dos deslocamentos afetou o comportamento do túnel e portanto se colocou a altura a 60,0 m. Também se aproveitou da simetria do túnel.

As hipóteses que foram adotadas para as simulações são delimitadas abaixo:

- Maciços com critério de ruptura de Mohr-Coulomb;
- Suporte com comportamento elástico-linear;
- Suporte com propriedades equivalentes, considerando a evolução do ganho de resistência do concreto projetado;
- Suporte contínuo fechado (concreto projetado);
- Túnel com seção geométrica constante;
- Elementos finitos isoparamétricos do tipo cunha de 15 nós, integração Gaussiana (Plaxis, 2001);
- Modelo de planos paralelos tridimensionais (Plaxis, 2001);
- Linha freática a 40 m de profundidade;
- Os deslocamentos longitudinais foram impedidos nas extremidades da malha. Deslocamentos horizontais perpendiculares ao eixo do túnel foram impedidos na borda lateral esquerda, que se refere ao eixo de simetria e na borda lateral direita, a 50,0 m de distância do eixo de simetria, distante o suficiente para não impactar os resultados. Na borda inferior, a 60,0 m de profundidade, foram impedidos quaisquer deslocamentos.

A justificativa da validade dessas hipóteses para a simulação tridimensional de túneis em solos pode ser observada no trabalho de Barbosa (2015).

A Tab. 4.1 apresenta os parâmetros geotécnicos utilizados e a Tab. 4.2 apresenta os parâmetros do suporte em concreto projetado.

Tabela 4.1 – Parâmetros inicialmente utilizados (modificado - Marques, 2006)

Camada	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi$ (°)	$\psi$ (°)	$E_{50}$ (MPa)	K	$\nu$
1	14,5	20,0	28	0	1,2	0,55	0,25
2	17,0	20,0	28	0	5,3	0,55	0,25
3	17,5	20,0	28	0	20	0,55	0,25
4	18,0	20,0	30	0	28	0,55	0,25
5	18,0	20,0	30	0	100	0,55	0,25

Onde  $c'$  é a coesão efetiva,  $\psi$  é o ângulo de dilatância,  $E_{50}$  o módulo de Young secante do material e K a relação entre as tensões horizontais e verticais. Ressalta-se que houve a alteração dos valores da coesão efetiva  $c'$  de Marques (2006) para os de Ortigão *et al.* (1996) que consideram uma coesão efetiva mínima de 20 kPa para a mesma seção S4294.

Tabela 4.2 – Parâmetros do concreto projetado (Marques, 2006)

EA (kN/m)	EI (kNm <sup>2</sup> /m)	W (kN/m/m)	$e$ (m)	$\nu$
$7,8 \cdot 10^{10}$	$3,9 \cdot 10^8$	8,4	0,25	0,15

Em que EA é a rigidez axial, EI a rigidez em relação aos esforços de flexão, W é o peso do material por metro e  $e$  é a espessura do suporte.

O avanço utilizado na simulação foi de 2,4 m, simulando o processo construtivo como Marques (2006), relatado na Fig. 4.7, a Fig. 4.8 apresenta a malha gerada. Antes das etapas da Fig. 4.7 houve a aplicação da recomendação de Chen (2014) junto ao realizado por Marques (2006): as primeiras cinco seções, cada uma de 2,4 m, foram supostas já construídas, com suporte definitivo, com deslocamentos desprezáveis. Assim se evitava qualquer efeito da geometria do emboque e das condições de contorno nos resultados finais da simulação.

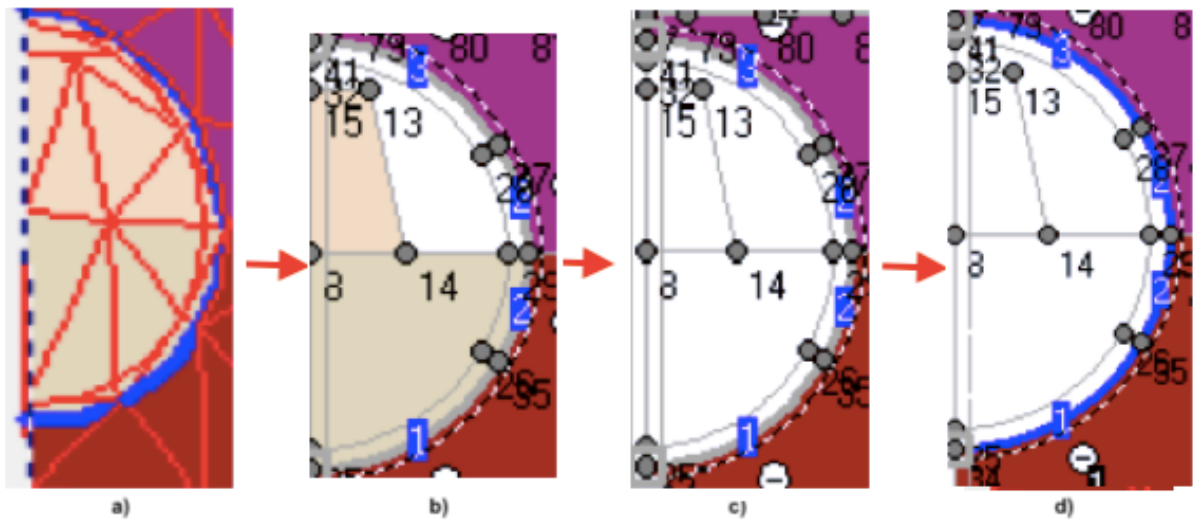


Figura 4.7 - Avanço construtivo simulado: a) seção não escavada; b) escavação da calota; c) escavação do núcleo e da bancada e d) ativação dos elementos de concreto projetado

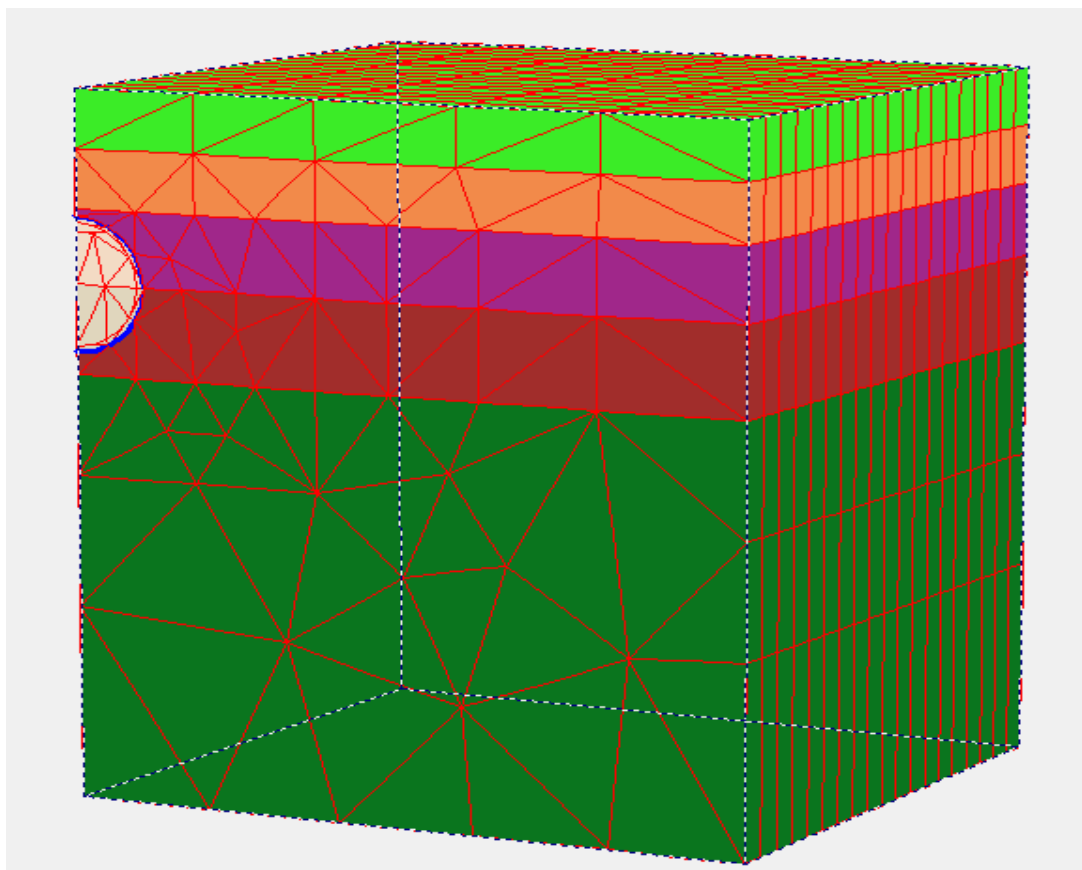


Figura 4.8 - Malha gerada - 50,0 x 60,0 x 45,6 m. A malha continha 2337 elementos, 7376 pontos nodais e 14022 pontos de integração. Malha refinada o máximo possível de acordo com a capacidade do computador utilizado (4 GB de RAM)

Os resultados observados na simulação por Mohr-Coulomb, a serem descritos no item 6.4, foram condizentes com os obtidos tanto no FEME por Marques (2006) utilizando o modelo de Mohr-Coulomb quanto os deslocamentos superficiais de campo. Os deslocamentos aproximando-se da abóboda do túnel aumentaram, ao contrário do que ocorreu em campo. Assim se decidiu fazer análises com modelos constitutivos mais avançados no PLAXIS 3D.

Validado o software fez-se a simulação tridimensional dos processos construtivos analisados em dois cenários - um em que as condições das simulações eram semelhantes às de Marques (2006), e outro em que se variou a velocidade de avanço construtivo, estudando-se o efeito das injeções cimentícias no processo construtivo de uma seção simulada em condições similares às da seção S4294. De todo modo antes mudou-se o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb para um mais avançado, que obtivesse resultados que fossem condizentes com os observados em campo.

### **4.3.3 METODOLOGIA DA ANÁLISE NUMÉRICA SEM INJEÇÕES CIMENTÍCIAS**

Como era necessária a utilização de modelos constitutivos mais avançados para que os deslocamentos de campo fossem obtidos e o software PLAXIS 3D não apresentava o modelo elastoplástico de Lade presente no FEME optou-se por utilizar o modelo *Hardening Soil* (HS), mais avançado e mais utilizado que o de Lade para a simulação do comportamento de túneis em solos.

O modelo HS é um modelo elastoplástico hiperbólico, formulado com base na teoria da plasticidade, com superfícies múltiplas de plastificação, considerando a influência das deformações de cisalhamento na deformabilidade do elemento de solo. Além disso o modelo simula o endurecimento dos solos sob esforços compressivos. O modelo pode ser aplicado tanto em solos mais granulares como pedregulhos e areias como em solos mais finos, como siltes e argilas (PLAXIS, 2015). Para túneis a principal vantagem é o comportamento distinto para situações de carregamento e descarregamento. Mais detalhes acerca da formulação do modelo constitutivo HS e dos parâmetros de entrada do modelo podem ser observados em Schanz *et al.* (1999), PLAXIS (2016) e Pérez (2017).

Os parâmetros utilizados foram escolhidos mantendo as magnitudes da simulação anterior em casos em que os parâmetros característicos ao modelo de Mohr-Coulomb também eram comuns ao modelo HS, caso de  $\gamma$ ,  $c'$ ,  $\Phi$  e  $\psi$ , já que o critério de ruptura de Mohr-Coulomb também é utilizado no HS. A Tab. 4.3 descreve os parâmetros.

Tabela 4.3 – Parâmetros de entrada do modelo HS

Camada	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi$ (°)	$\psi$ (°)	$E_{50}$ (MPa)	$E_{oed}$ (MPa)	$m$
1	14,5	20,0	28	0	1,2	0,75	0,5
2	17,0	20,0	28	0	5,3	5,0	0,5
3	17,5	20,0	28	0	20,0	16,0	1,0
4	18,0	20,0	30	0	28,0	20,0	0,5
5	18,0	20,0	30	0	100,0	53,0	0,5
Camada	$E_{ur}$ (MPa)	$\nu$	$p$ (kPa)	$R_f$	$K$		
1	3,6	0,25	100	0,9	0,55		
2	13,2	0,25	100	0,9	0,55		
3	60,0	0,25	100	0,9	0,55		
4	72,0	0,25	100	0,9	0,55		
5	300,0	0,25	100	0,9	0,55		

Em que  $m$  é um parâmetro que estima a dependência ao estado de tensão,  $p$  a tensão de referência,  $E_{ur}$  é o módulo de carregamento/descarregamento e  $R_f$  a razão de falha, também definida como a razão entre o esforço de cisalhamento máximo e o esforço de cisalhamento assintótico.

Os parâmetros do modelo HS foram escolhidos segundo recomendações de PLAXIS (2016), que recomenda a manutenção de  $E_{50}$  e o uso de  $E_{ur} = 3 E_{50}$ . Os valores de  $m$ ,  $R_f$  e  $p$  são padrões do software e  $E_{oed}$  é obtido automaticamente a partir de  $E_{50}$  e  $E_{ur}$ . O valor de  $m$  da camada 3 foi alterado para 1,0 devido a uma melhor concordância com os deslocamentos reais da seção S4294.

#### 4.3.4 METODOLOGIA DA ANÁLISE NUMÉRICA COM INJEÇÕES CIMENTÍCIAS

Após a verificação da compatibilidade do software PLAXIS 3D Tunnel com o modelo HS para a análise da seção S4294, pode-se estudar o avanço provável do túnel caso houvesse o tratamento do solo poroso metaestável previamente à escavação do túnel. Tentou-se adequar os resultados obtidos da análise do efeito das injeções cimentícias no solo metaestável local, explicitado no Capítulo 5, para o problema em análise.

Como o efeito mínimo dos testes das injeções *tube-à-manchette*, dispostas em uma malha de 1,0 x 1,0 m com pontos de injeção (válvulas *manchette*) a cada 330 mm, foi o acréscimo de 44% do NSPT assumiu-se que as camadas pelas quais houvesse o tratamento por meio das injeções apresentariam um acréscimo mínimo de 44% do módulo de deformabilidade local. Não se considerou os efeitos no ângulo de atrito devido ao acréscimo relatado pela Eq. 3.14 ser desprezável. Quanto aos efeitos na coesão preferiu-se não os considerar, pelo que foi observado na escavação feita no campo experimental da Solotrat Centro-Oeste, a ser descrito no Capítulo 5.

Assim, ao serem delimitados os parâmetros das simulações considerando o efeito das injeções cimentícias aumentou-se apenas  $E_{50}$  e o  $E_{ur}$ , em 44%, nas camadas pelas quais as injeções supostamente perpassariam. O parâmetro  $E_{eod}$  foi automaticamente calculado pelo software PLAXIS 3D em virtude dos novos valores considerados de  $E_{50}$  e  $E_{ur}$ . Além disso aumentou-se o peso específico médio das camadas pelo fato de parte da calda de cimento estar em local que previamente era somente solo. Dessa forma manteve-se os parâmetros da Tab. 4.3 nos locais pelos quais não haveria efeito das injeções. A Tab. 4.4 descreve os parâmetros dos locais pelos quais se considerou os efeitos das injeções, no caso parte das camadas 1 e 2.

Para a simulação das inclusões cimentícias utilizou-se os parâmetros obtidos nos ensaios laboratoriais, a serem relatados no Capítulo 5. Escolheu-se elementos do tipo *plate* no PLAXIS 3D Tunnel, já que a versão utilizada não dispunha dos elementos tipo *Embedded piles*; ao simular as injeções com espaçamento de 1,0 x 1,0 m houve problemas de convergência numérica e se adaptou o problema para um espaçamento de 2,0 x 2,0 m, com propriedades equivalentes. Outro problema na versão do PLAXIS 3D utilizada foi a suposição que o elemento *plate* tem o mesmo comprimento do passo de simulação, exigindo que novamente propriedades equivalentes fossem utilizadas para viabilizar uma simulação de resultados quanto aos deslocamentos realista. O método utilizado para esse fim foi o de Hoek (2003),

também utilizado por Barbosa & Assis (2017) e deduzido no Apêndice D. O diâmetro das injeções foi assumido como o dobro do diâmetro do furo executado, descrito no Capítulo 5, por conta da malha nas simulações requerer o espaçamento de 2,0 x 2,0 m. Essa consideração também assumiu que o diâmetro não aumentava devido às injeções, uma hipótese não condizente ao comportamento de campo, mas útil para uma previsão conservadora dos efeitos da técnica para o problema em análise, para uma previsão próxima ao limite superior da bacia de deslocamentos. Os parâmetros adotados podem ser observados na Tab. 4.5.

Tabela 4.4 – Parâmetros das camadas com efeitos das injeções cimentícias

Camada	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\Phi$ (°)	$\psi$ (°)	$E_{50}$ (MPa)	$E_{oed}$ (MPa)	$m$
1 (injetada)	15,0	20,0	28	0	1,73	0,85	0,5
2 (injetada)	17,6	20,0	28	0	7,63	3,55	0,5
Camada	$E_{ur}$ (MPa)	$\nu$	$p$	$R_f$	$K$		
1 (injetada)	5,2	0,25	100	0,9	0,55		
2 (injetada)	22,2	0,25	100	0,9	0,55		

Tabela 4.5 – Parâmetros dos elementos plate

EA (kN)	EI (kNm <sup>2</sup> )	W (kN/m)	$e$ (m)	$\nu$
$3,07 \cdot 10^5$	565,14	4,0	0,15	0,2

As primeiras questões a serem respondidas, dado que se considerou que as condições de geometria e características geomecânicas do suporte foram mantidas, eram o comprimento das injeções e a largura da área tratada.

Para a determinação da largura das injeções cimentícias observou-se até qual extensão havia deslocamentos abaixo de 3 mm. Essa extensão era de 18,6 m em relação ao eixo do túnel, ou

seja, de quase 37,2 m de extensão total. Com essa extensão do tratamento por injeções simulou-se duas situações - uma em que as injeções se estendiam somente na primeira camada e outra em que essas se estendiam até a segunda camada. Com o passo de escavação mantido de 2,4 m, sob o mesmo processo de simulação da Fig. 4.7, observou-se que os deslocamentos de quando se tratavam as duas camadas, ou seja, comprimento de 9,2 m das injeções, eram 1,9 vezes menores do que quando se tratava somente a primeira camada, isto é, 4,6 m. Dessa forma considerou-se as injeções se estendendo nas duas primeiras camadas, com extensão total de 37,8 m. A malha gerada com essas considerações junto às hipóteses descritas no item 4.3 pode ser observada na Fig. 4.9.

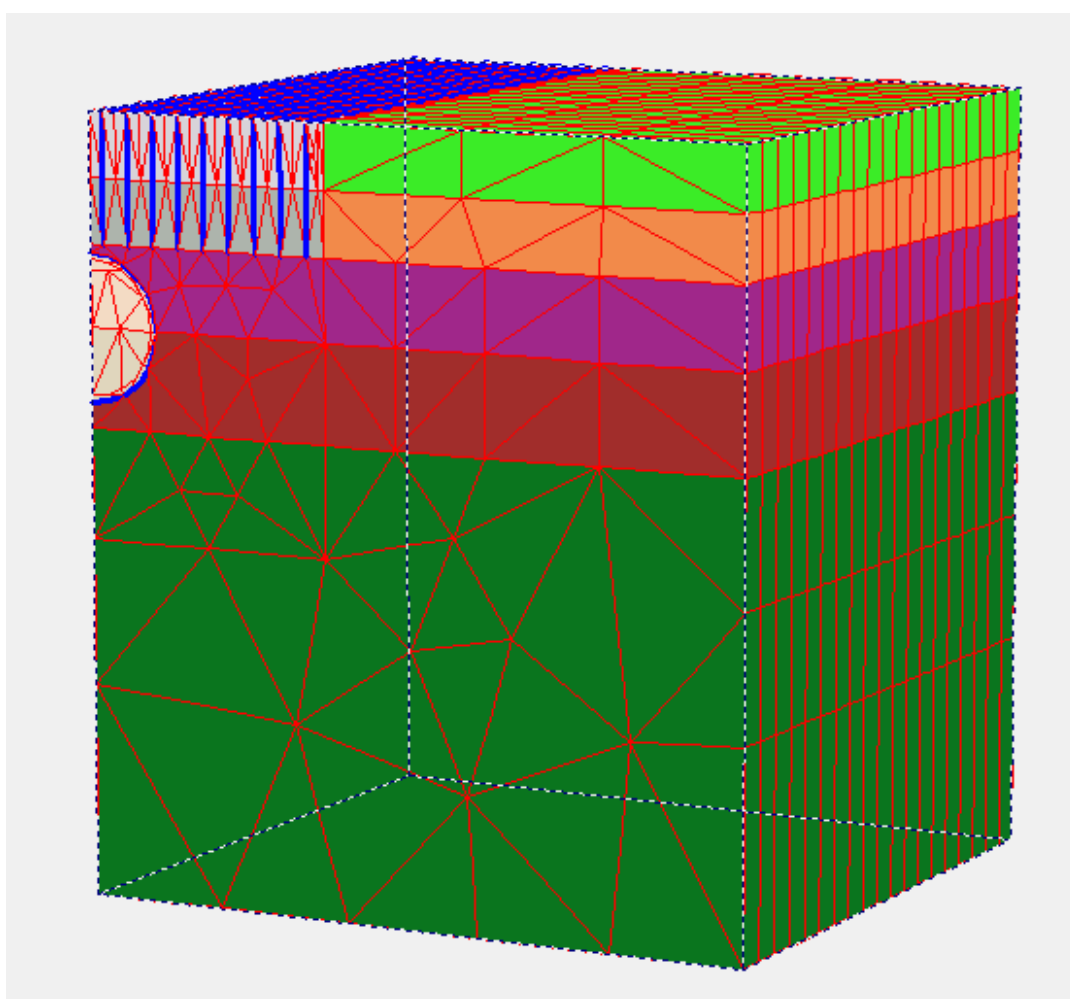


Figura 4.9 - Malha gerada, de mesmas dimensões da Fig. 4.8, considerando o avanço de 2,4 m com a disposição proposta das injeções para o estudo do avanço provável da seção S4294. A malha continha 3686 elementos, 11392 pontos nodais e 22116 pontos de integração. Malha refinada o máximo possível de acordo com a capacidade do computador utilizado (4 GB de RAM)



Com a malha gerada começou-se a variar o avanço do túnel, com calota e bancada como forma de auxílio à estabilização da frente de escavação, mesmo método relatado por Marques (2006). Considerou-se como critério de aceitação que o deslocamento superficial admissível seria o correspondente a 1,0 % de perda de solo devido à escavação, critério de boa escavação para túneis urbanos (Hung *et al.*, 2009). Foram simulados avanços de 2,4 a 4,5 m de comprimento.

## 5 EXECUÇÃO EXPERIMENTAL DE INJEÇÕES CIMENTÍCIAS EM SOLOS METAESTÁVEIS

Nesta dissertação fez-se a execução experimental de injeções cimentícias em solos metaestáveis, para estudar o efeito dessas na argila porosa de Brasília e possíveis aplicações dos resultados. A ideia desse estudo surgiu da observação de que é corriqueira a não consideração, em projetos geotécnicos, das melhorias advindas dessas injeções nas vizinhanças da intervenção. Ou seja, considera-se o solo com as mesmas características anteriores às injeções, considerando-se apenas a contribuição das inclusões e não o efeito da execução dessas no maciço interventivo. Essa consideração é conservadora, mas pode inviabilizar projetos que seriam perfeitamente exequíveis considerados os efeitos do processo executivo nas propriedades finais dos maciços.

Para condensar o estudo para um cronograma típico de dissertação tentou-se de forma assertiva escolher apenas um tipo de injeção que seria executada no solo metaestável local.

A técnica de *Jet Grouting* é viável apenas para grandes volumes de obra, com alto consumo de cimento, sendo inviável para uma execução experimental para fins de pesquisa quando não há obras próximas ao local dos estudos, como era o cenário à época dessa dissertação. As outras técnicas, injeções de permeação, fraturamento e compactação, apresentam equipamentos menores e são mais adequadas para o tempo disponível. Para esse fim escolheu-se utilizar a técnica de *tube-à-manchette* para a execução experimental porque essa técnica, a depender do fluido injetado e da pressão e volume de injeção, é passível a obtenção de um resultado final que pode ser caracterizado como permeação, fraturamento e de compactação, ou uma mescla entre os tipos de injeção.

### 5.1 CARACTERIZAÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL

Para a caracterização do campo experimental da Solotrat Centro-Oeste Mendoza (2013) fez ensaios de campo do tipo SPT, SPT-T e DMT para caracterização do solo local. O perfil obtido pode ser observado na Fig. 5.1.

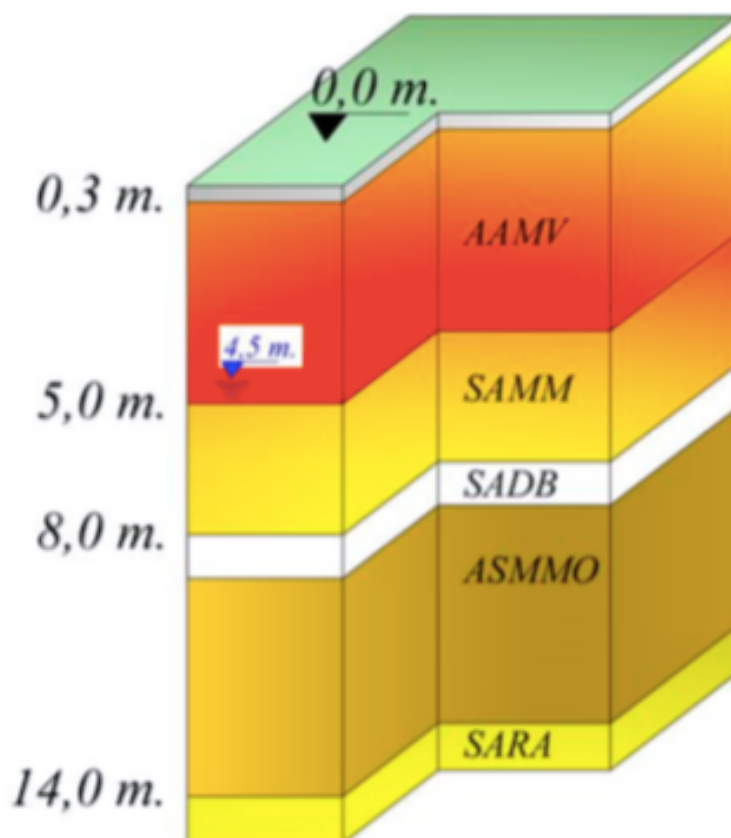


Figura 5.1 – Perfil estratigráfico do solo do campo experimental. AAMV refere-se a argila arenosa de consistência mole e cor vermelha, SAMM a silte arenoso de consistência média e cor marrom, SADB a silte arenoso de consistência dura e cor branca, ASSMO a argila siltosa de consistência média e cor marrom escura e SARA refere-se a silte arenoso de consistência rijá e cor amarela. O nível d'água encontrava-se a 4,5 m de profundidade (Mendoza, 2013)

Como apenas a camada de argila porosa era de interesse, estudou-se apenas os parâmetros referentes a esta. A Tab. 5.1 apresenta os parâmetros obtidos por Mendoza (2013) na caracterização básica de amostras indeformadas da argila porosa.

Tabela 5.1 – Parâmetros da caracterização básica da argila arenosa vermelha do campo experimental (Mendoza, 2013)

Prof. (m)	w (%)	w <sub>L</sub> (%)	w <sub>P</sub> (%)	I <sub>p</sub> (%)	γ (kN/m <sup>3</sup> )	γ <sub>s</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	γ <sub>d</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)
5	32,4	42	30	12	14,85	26,69	11,39	11,39	11,39	11,39

Em que  $w$  é a umidade,  $w_L$  o limite de liquidez,  $w_P$  o limite de plasticidade,  $IP$  o índice de plasticidade,  $\gamma$  o peso específico,  $\gamma_s$  o peso específico de sólidos,  $\gamma_d$  o peso específico seco, e por último tem-se as frações de areia, silte e argilas obtidas por meio da granulometria com sedimentação. Já a Tab. 5.2 apresenta os parâmetros obtidos para o modelo de Mohr-Coulomb, por meio de correlações de Mendoza (2013).

Tabela 5.2 – Intervalo de parâmetros da argila arenosa vermelha do campo experimental (modificado - Mendoza, 2013)

$I_D^1$	$\Phi^2$	$c^3$	$E^2$	$\nu$	$K_0^2$	$OCR^2$	$E_{eod}^2$
(%)	( $^\circ$ )	(kPa)	(MPa)				(MPa)
7 - 9	26 - 34	9 - 19	2,3 - 14	0,3 - 0,4	0,3 - 0,9	1 - 2,6	19,2 - 21,6

<sup>1</sup> Parâmetro obtido no ensaio SPT

<sup>2</sup> Parâmetro obtido no ensaio DMT

<sup>3</sup> Parâmetro obtido no ensaio triaxial

Onde  $K_0$  é o coeficiente de empuxo no repouso,  $OCR$  a razão de pré-adensamento e  $E_{eod}$  o módulo edométrico.

Com o conhecimento dos parâmetros do campo experimental pode-se fazer o planejamento da execução experimental.

## 5.2 PLANEJAMENTO DA EXECUÇÃO EXPERIMENTAL

Por razões de custo delimitou-se que para as injeções utilizar-se-ia cimento comum, tipo Portland, com superfície específica (Blaine) entre 3000 e 5000  $cm^2/g$ , com a hipótese de campo que o  $D_{85}$  do cimento com diâmetro médio de 70  $\mu m$  e  $D_{95}$  de 90  $\mu m$  (Pitta, 2017). Mendoza (2013) verificou na caracterização do campo experimental que a classificação da granulometria local se enquadrava na simbologia da ASTM D 2487 (2000) como C-H (C-argila, H-alta compressibilidade).

Inferiu-se de forma conservativa, maximizando o tamanho dos poros do solo para que os grãos de cimento pudessem permeá-lo, que o  $D_{15}$  do solo era aproximadamente igual ao  $D_{10}$  que seria do tamanho da peneira #200, 74  $\mu m$ .

Utilizando a Eq. 3.1 tem-se:

$$N_i = \frac{(D_{15})_{solo}}{(D_{85})_{fluido}} = \frac{74}{70} = 1,06$$

Utilizando a Eq. 3.2 tem-se:

$$N_c = \frac{(D_{10})_{solo}}{(D_{95})_{fluido}} = \frac{74}{90} = 0,82$$

Assim, como  $N_i < 11$  e  $N_c < 6$ , há a sugestão que mesmo se assumindo valores favoráveis à permeação do solo local este não seria permeável à calda de cimento, segundo os critérios do Capítulo 3.

Mesmo assim, para descartar ou confirmar a ideia da não permeação da calda de cimento em campo, uma vez que o solo sendo anisotrópico e não homogêneo erros na caracterização básica poderiam ter ocorrido, tentou-se uma prova *reductio ad absurdum*. Assim se assumiu que as injeções cimentícias permeariam o solo local por meio das injeções de calda de cimento e realizou-se testes preliminares das injeções.

Nos testes preliminares além da investigação do comportamento das injeções tentou-se também determinar o espaçamento ótimo entre manchetes, a pressão de injeção e o volume a ser injetado. Para a determinação do volume a ser injetado supôs-se injeções de permeação formando colunas cilíndricas, com um raio de ação de 0,4 m e profundidade de 2,5 m, com somente os últimos 2,0 m sendo injetados. Ou seja, os primeiros 0,5 m teriam diâmetro igual ao do furo e os 2,0 m restantes teriam um diâmetro de 0,8 m. A porosidade do solo local foi calculada por meio de:

$$n = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d} \cdot \left( \frac{1}{1 + \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d}} \right) \quad (4.1)$$

Utilizando os valores da Tab. 5.1 tem-se uma porosidade de 57,32%.

O diâmetro efetivo do poro foi estimado pela Eq. 3.3, em que se considerou, para fins de que a permeação fosse possível, que a permeabilidade do solo local era de  $10^{-5}$  m/s, limite superior de permeabilidade utilizado por Mendoza (2013), a viscosidade da água como 1 mPa.s e o peso específico da água como 10 kN/m<sup>3</sup>.

Utilizando-se a Eq. 3.3 tem-se:

$$d = 2 \sqrt{\frac{8\mu_w k}{\gamma_w n}} = 2 \sqrt{\frac{8 \cdot 10^{-3} \cdot 10^{-5}}{10^4 \cdot 0,5732}} = 0,008 \text{ mm}$$

Com esses dados e considerando  $L = 2,0$  m estimou-se o volume de calda de cimento a ser injetado segundo a Eq. 3.4, tendo-se:

$$R = \sqrt{\frac{V}{n\pi L}} = 0,4^2 \cdot 0,5732 \cdot \pi \cdot 2 = V \therefore V = 0,58 \text{ m}^3$$

Partindo desse volume fixo, assumiu-se uma pressão de injeção primeiramente limitada, estimada pela Eq. 3.9, que se refere a pressão máxima teórica em solos coesivos. Utilizando os dados das Tab. 5.1 e 5.2, um peso específico do fluido de  $17 \text{ kN/m}^3$  e  $h = 2,5$  m, tem-se:

$$P_f = \left( \frac{\gamma_f h}{\frac{1}{v} - 1} \right) + c = \left( \frac{17 \cdot 2,5}{\frac{1}{0,35} - 1} \right) + 14 = 36,9 \text{ kPa}$$

Como a menor graduação do manômetro que seria utilizado era de  $50 \text{ kPa}$ , previu-se uma pressão de injeção máxima aproximada de  $50 \text{ kPa}$ .

O número de furos pilotos adveio da necessidade de determinar o espaçamento entre válvulas manchete. Dessa forma como dois espaçamentos entre manchetes foram estudados, dois furos piloto foram necessários. O primeiro furo apresentava espaçamento entre manchetes de  $500 \text{ mm}$  ( $2$  manchetes/m) e o segundo  $330 \text{ mm}$  ( $2$  manchetes/m), variações comuns na prática europeia, americana e brasileira (Camberfort, 1968; Warner, 2004; Guimarães Filho, 1984).

Segundo Camberfort (1968) o diâmetro do furo de injeção tem praticamente nenhuma influência na pressão de injeção, assim utilizou-se os equipamentos de perfuração disponíveis da Solotrat Centro-Oeste à época dos testes, que obtinham um furo de diâmetro de aproximadamente  $75 \text{ mm}$ . Os tubos PVC utilizados eram de  $32 \text{ mm}$ . Previu-se que a espessura do PVC era desprezível e que a bainha tinha diâmetro de  $75 \text{ mm}$ , já que o PVC era preenchido após a injeção. Assim, retirando-se o volume representado pela bainha de  $75 \text{ mm}$  de diâmetro e  $2,5 \text{ m}$  de comprimento ( $0,01 \text{ m}^3$ ) restava-se, dos  $0,58 \text{ m}^3$ ,  $0,57 \text{ m}^3$  como volume a ser injetado nas válvulas manchete, de forma igualmente distribuída. O espaçamento entre os furos piloto era superior a  $10,0 \text{ m}$  a fim de observar o real comportamento de campo da interação fluido-solo (compactação, fraturamento ou permeação) sem influência de uma injeção na outra. Além disso os furos pilotos foram executados espaçados em dois dias.

Quanto à viscosidade da calda de cimento, a prática brasileira é favorável à utilização de um fator a/c de 0,5, o que é vantajoso para a consolidação de maciços mas diminui as chances de permeação. Dessa forma decidiu-se executar primeiramente a calda de cimento com fator a/c 1,0, coerente com as práticas americanas e europeias e com valores de exsudação aceitáveis, abaixo de 20% (Gause, 2017). Dessa forma para um saco de cimento de 50 kg tinha-se 0,05 m<sup>3</sup> de água, considerando que a densidade da água seja 1000 kg/m<sup>3</sup>.

O cimento utilizado apresentava um peso específico de 31,5 kN/m<sup>3</sup>; assim um saco de cimento de 50 kg representava 0,016 m<sup>3</sup> e a calda de cimento de um saco de cimento apresentava 0,066 m<sup>3</sup>. No furo piloto de 2 manchetes/m planejou-se injetar 0,13 m<sup>3</sup> (2 sacos)/manchete e no de 3 manchetes/m 0,06 m<sup>3</sup> (1 saco)/manchete. Esse valor de 0,48 m<sup>3</sup> por furo, ao invés de 0,58 m<sup>3</sup> deveu-se à maior facilidade de se dosar valores inteiros dos sacos de cimento. Dessa forma o raio de ação esperado ao invés de 0,4 m ficou sendo de 0,37 m com esse volume ligeiramente menor por manchete.

### 5.2.1 RESULTADOS DOS TESTES PRELIMINARES

Para a execução dos furos piloto utilizou-se uma central de injeção simples, com misturador coloidal, com mangueira de alta pressão de 20,0 m acoplada a um estabilizador de pressão com manômetro e demais especificações relatadas no item 4.1.1. A Fig. 5.2 ilustra o equipamento utilizado.

Apesar da mangueira de injeção ter comprimento maior do que o recomendado por Warner (2004) preferiu-se utilizá-la para não ter que cortar a mangueira em menores pedaços e desperdiçar um material nobre para apenas dois furos piloto. A perda de carga estimada por metro é usualmente de 10 kPa. Ao injetar a bainha isso foi verificado, já que o manômetro indicou uma pressão de injeção de aproximadamente 200 kPa. Assim, para a injeção das válvulas se previu utilizar a pressão de injeção de 250 kPa, para vencer os 200 kPa da perda de carga do sistema mangueira/estabilizador de pressão e chegar ao máximo de pressão sem romper o solo.

Com essa carga hidráulica de 250 kPa, estimou-se pela Eq. 3.7 o raio limitante de injeção. Considerando como 5 Pa a tensão limite de Bingham para a calda de cimento com fator a/c 1,0 (Warner, 2004) tem-se:

$$R_L = \frac{\delta_w g H d}{4\tau_s} + r = \frac{1000 \cdot 9,8 \cdot 250 \cdot 0,008 \cdot 10^{-3}}{4 \cdot 5} + 0,035 = R_L = 1,035 \text{ m.}$$

Dessa forma teoricamente o raio desejado de 0,37 m poderia ser atingido.



Figura 5.2 – Detalhe do equipamento utilizado para os testes preliminares

A execução dos furos piloto primeiramente consistia da perfuração do solo com água até a profundidade de dois metros e meio, a inserção do tubo PVC mancheteado e o preenchimento anelar do furo (bainha). Esperava-se no mínimo 12 h para a injeção das válvulas. A pressão de ruptura da bainha para posterior injeção foi estimada, após testes com a calda de cimento com fator a/c 1,0 e 12 h de cura, como limite inferior da resistência à compressão simples, em 500 kPa. Assim a pressão real de abertura das válvulas ficaria em torno de 700 kPa mais a pressão horizontal do terreno, consideradas as perdas de carga do PVC e da mangueira de alta pressão. Apesar de simplista, já que o efeito da propagação de fraturas da bainha rompida na pressão de abertura das válvulas é de difícil previsão, o valor ficou relativamente próximo do encontrado em campo, com pressões de abertura de válvula entre 750 a 1250 kPa, com maiores pressões de abertura a maiores profundidades, como esperado. A injeção por meio das manchetes se deu de baixo para cima.

Digno de nota foi a injeção do furo piloto com espaçamento de 2 manchetes/m, que teve uma injeção bastante lenta após a injeção do primeiro saco de cimento, com vazão inferior a 5% do volume do saco por minuto.



Executados os furos piloto, esperou-se sete dias para a escavação destes e verificação de como foi a real reação do maciço frente à injeção a baixas pressões, objetivando a permeação. As Fig. 5.3 a 5.7 ilustram a execução dos testes preliminares.



Figura 5.3 – Detalhe do bit de perfuração (tricone com *inserts* de carboneto de tungstênio) e da perfuração dos furos, feita utilizando água como fluido de perfuração



Figura 5.4 – Inserção do PVC manchettato até a cota de fundo (3,5 m)



Figura 5.5 – Injeção das válvulas manchete, após a cura da bainha por 12h.



Figura 5.6 – Escavação do furo piloto 1, em que haviam 2 manchetes/m, e detalhe da parede da escavação. Formou-se uma lente de 200 mm circular, semelhante a uma laje



Figura 5.7 – Escavação do furo piloto 2, em que haviam 3 manchetes/m. Observou-se um mecanismo de deslocamento do solo circundante, com a calda de cimento endurecida próxima às manchetes

Pela escavação dos furos piloto ficou claro que a permeação do maciço não ocorreu, com ocorrência apenas do deslocamento do maciço circundante, de formato similar à Fig. 3.18, com a injeção se concentrando em possíveis pontos de maiores vazios, validando o previsto pelas Eq. 3.1 e 3.2. Ressalta-se que apesar da permeação não ter ocorrido o resultado final foi bem diferente do que se esperava, que era a formação de bulbos de calda cada vez maiores junto ao ponto de injeção e posterior conexão entre esses bulbos, formando aproximadamente um cilindro coeso de menor raio do que o previsto pois não haveria permeação dos vazios.

A Fig. 5.6 mostra que "lajes" de concreto, de aproximadamente 200 mm, se formaram na altura das manchetes do furo piloto 1, o que sugere que a calda de cimento injetada no maciço sendo estudado se concentrou próximo às válvulas e após ter encontrado um ponto de menor compacidade continuou avançando por este caminho. Ressalta-se que o raio de ação dessas lajes foi inferior a  $R_L$ , como previa a Eq. 3.7.

Já a Fig. 5.7 sugere que o menor volume injetado por manchete alcançou melhor uniformidade, mas ainda assim sem formação de bulbos.

Com o observado nos testes preliminares conseguiu-se provar que realmente não houve permeação, que o espaçamento entre manchetes que resultou em melhor uniformidade da calda de cimento foi de 330 mm e que a pressão de injeção e o fator  $a/c$  deviam ser modificados para que injeções de compactação e fraturamento mais eficientes, com possível formação de bulbos próximos a bainha pela maior coesão da calda de cimento sendo injetada, fossem obtidas.

### 5.3 EXECUÇÃO DAS INJEÇÕES

Realizados os ensaios geofísicos prévios, a serem descritos no item 5.4, as injeções foram executadas seguindo as especificações dos itens 4.1.1, 4.1.2, 4.1.3 e 4.1.4. A ordem de execução dos furos seguiu a ordem diagramada na Fig. 4.1. As Fig. 5.8 a 5.17 ilustram o processo e a execução dos trabalhos.



Figura 5.8 – Tubo PVC manchetado (330 mm de espaçamento entre manchetes, em preto).



Figura 5.9 – Perfuração dos furos por meio de perfuratriz elétrica, com circulação de água, com o mesmo tricône da Fig. 5.6



Figura 5.10 – Injeção da bainha, de baixo para cima



Figura 5.11 – Vista da calda moldada em corpo de prova (dimensões do corpo de prova: 50 x 100 mm)



Figura 5.12 – Injeção das manchetes mais profundas, mangueira e obturador inseridos no tubo PVC mancheteado



Figura 5.13 – Injeção das manchetes mais rasas, mangueira e obturador inseridos no tubo PVC manchettato



Figura 5.14 – Verificação da resistência à compressão da bainha após 12h, por prensa hidráulica



Figura 5.15 – Funil Marsh utilizado para os testes de viscosidade da calda

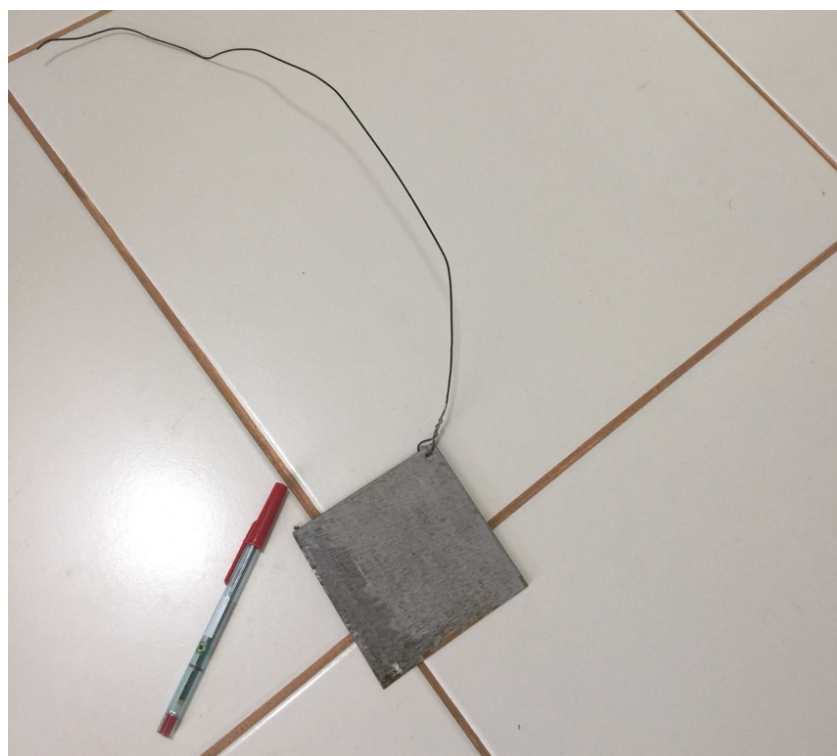


Figura 5.16 – Reômetro de placa de Lombardi utilizado para os testes de coesão da calda





Figura 5.17 – Vista superior após a finalização da execução das injeções

## 5.4 VERIFICAÇÃO DAS INJEÇÕES

Antes do início da execução das injeções a empresa Phygeo executou os ensaios de MASW e GPR.

### 5.4.1 ENSAIOS GEOFÍSICOS

O teste MASW consistiu em colocar receptores (geofones) na superfície do solo a intervalos regulares de 0,5 m (Fig. 5.18 e 5.19), longe de onde o choque foi gerado durante o teste (Fig. 5.20). Os receptores foram colocados ao longo de um único caminho radial a partir do local de impacto. Esses instrumentos puderam assim medir o movimento vertical do solo à medida que as ondas passavam. Um primeiro conjunto de dados foi coletado em profundidade, colocando os receptores próximos uns dos outros, gerando o choque por golpe de martelo e coletando os dados em cada receptor. Um segundo conjunto de dados foi coletado após reposicionar os receptores e dobrar a distância entre eles para testar a resposta de camadas mais profundas. Um terceiro conjunto de dados é coletado depois de duplicar essa distância, e assim por diante. Este

teste foi repetido 8 vezes para obter um perfil de velocidade de ondas S versus perfil de profundidade.

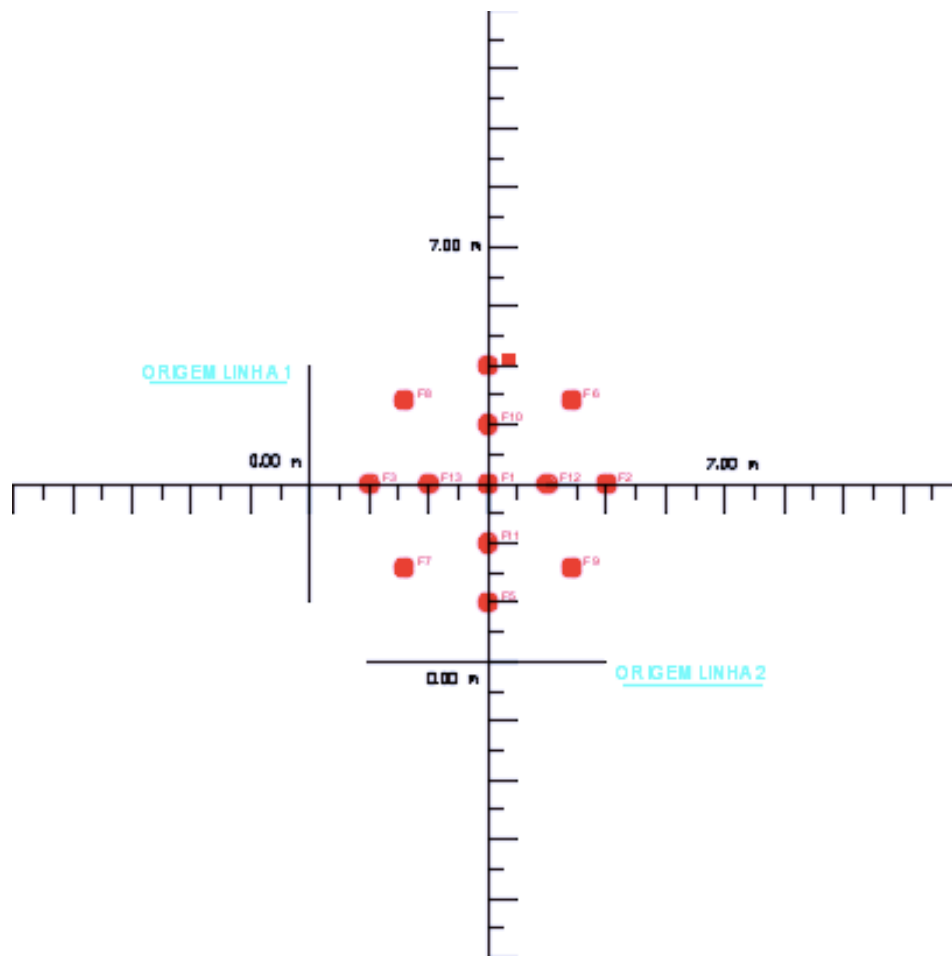


Figura 5.18 – Disposição dos geofones. Cada linha é espaçada 0,5 m da outra e a origem de cada linha (1 e 2) foi arbitrada de forma a maximizar os resultados, segundo Phygeo (2017)



Figura 5.19 – Posicionamento dos geofones da técnica MASW, 0,5 m espaçados



Figura 5.20 – Fonte emissora da técnica MASW. A batida do martelo na placa de metal emite um sinal que é captado pelos geofones e transferido para a aquisição de dados, que registra a diferença do tempo de chegada das ondas de cada geofone

Já o teste GPR usou ondas eletromagnéticas para penetrar no solo e tentar obter uma imagem do subsolo. As ondas eram geradas por uma antena que estava em contato com a superfície dos pavimentos de alvenaria intertravados do campo experimental; as ondas, que se propagavam no solo, eram refletidas a partir de anomalias como interfaces entre camadas, cavidades e objetos enterrados, e viajavam de volta à superfície onde eram detectados por uma antena receptora que também estava em contato com a superfície do solo. A Fig. 5.21 ilustra a realização dos testes GPR.

Após a execução das injeções houve uma nova investigação geofísica, em que se executou os ensaios GPR e MASW na mesma localização em que se havia realizado antes e com os mesmos procedimentos.



Figura 5.21 – Testes GPR

### 5.4.2 PROPRIEDADES DA CALDA DE CIMENTO

As propriedades da calda de cimento foram determinadas de acordo com o exposto no item 4.2.

### 5.4.3 ENSAIOS DE VERIFICAÇÃO SPT

Após a execução das injeções, fez-se ensaios SPT, segundo a ABNT NBR 6484 (2001), para verificar uma possível variação do número de golpes N do solo entre pontos de injeção nas localizações indicadas na Figura 5.22. Por razões de metodologia de execução, das diversas variáveis que afetam os resultados dos ensaios SPT e do fato que os ensaios SPT realizados por Mendoza (2013) estarem a 50 m do local da execução das injeções, preferiu-se realizar novos ensaios SPT. O ensaio SPT-1 foi executado a 0,15 m de F1, o ensaio SPT-2 a 0,5 m de F1, o ensaio SPT-3 a 0,5 m de F10 e o ensaio SPT-4 a 1 m de F4. O ensaio SPT-4 e os ensaios SPT de Mendoza (2013) foram utilizados como *benchmarking* das condições do campo experimental. A execução dos ensaios pode ser observada nas Fig. 5.23 e 5.24.

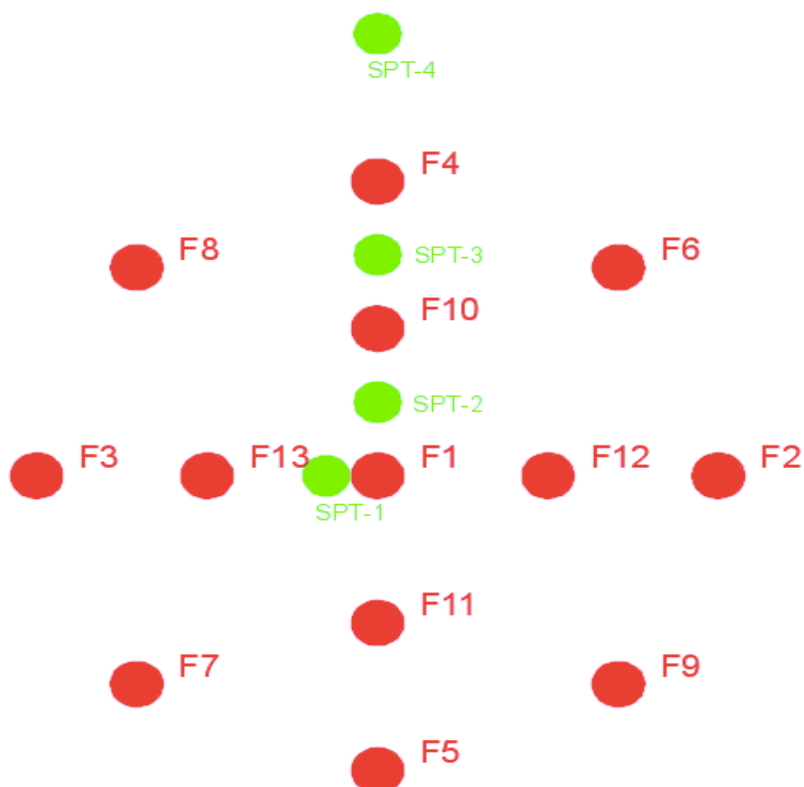


Figura 5.22 – Localização dos ensaios SPT



Figura 5.23 – Tripé e martelo utilizados nos ensaios SPT



Figura 5.24 – Detalhe do amostrador utilizado nos ensaios SPT

#### 5.4.4 ESCAVAÇÃO E RETIRADA DE AMOSTRAS

Para aferir o formato das injeções e extrair os corpos de prova de calda de cimento, escavou-se, após 90 dias, a região injetada, especificamente a região entre os furos F3, F7, F11 e F13. Escavou-se somente até 1,5 m para que não houvesse necessidade de escoramento (ABNT NBR 9061, 1995). Os corpos de prova foram extraídos com sonda rotativa, por meio de coroa adiantada com cálice de coleta. As Fig. 5.25 a 5.28 ilustram esse processo.

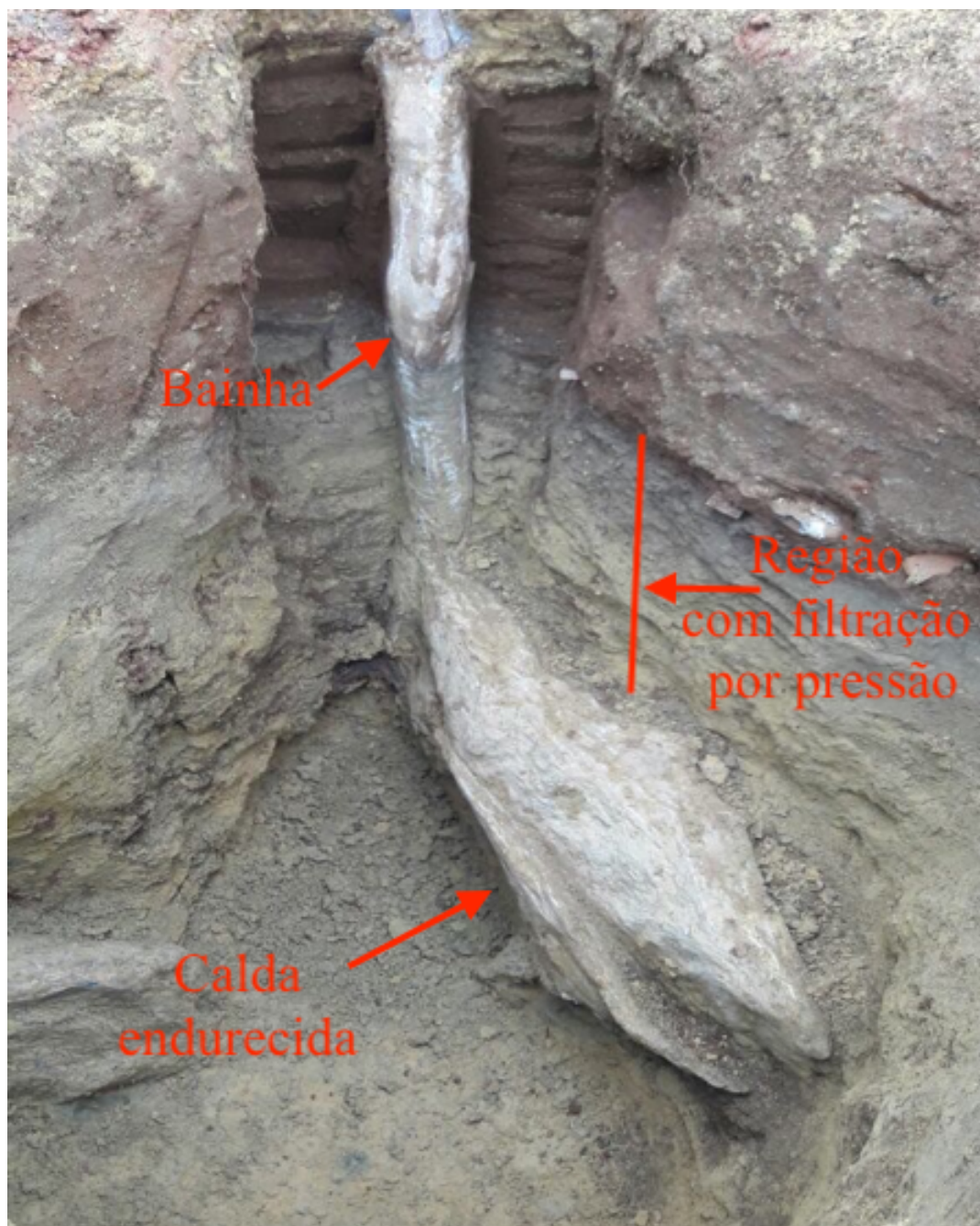


Figura 5.25 – Vista frontal do furo F3, com a bainha, a calda de cimento endurecida e a região de cor cinza devido à filtração por pressão

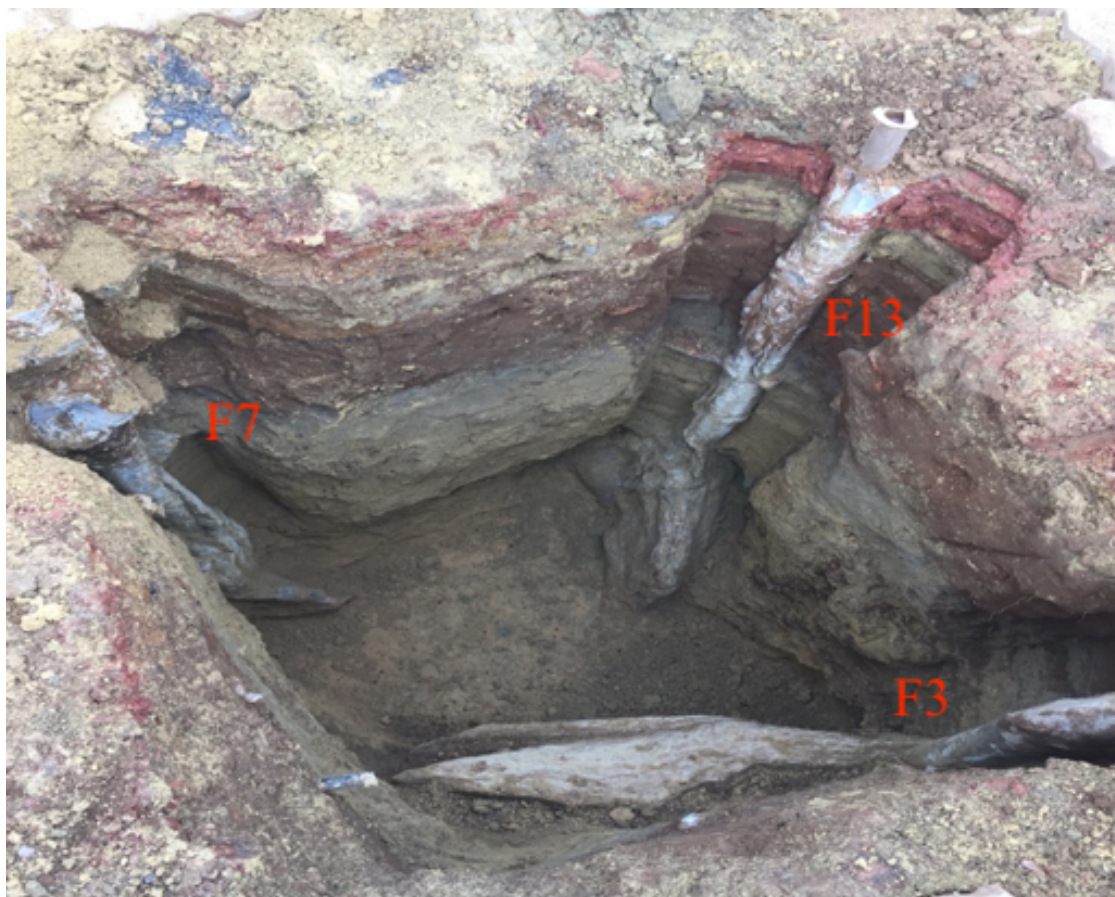


Figura 5.26 – Região entre os furos, com comportamento de compactação e regiões da argila com cor cinza devido à filtração por pressão



Figura 5.27 – Retirada dos corpos de prova





Figura 5.28 – Calda de cimento entremeada com o solo local. Somente se conseguiu retirar esta fração de solo aderida por meio do uso de torno mecânico

#### 5.4.5 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Os ensaios na calda de cimento foram realizados no INFRALAB/UnB, tanto os ensaios de compressão uniaxial, seguindo as recomendações e procedimentos de ASTM D7012 (2004), quanto os ensaios de carga puntiforme, seguindo as recomendações e procedimentos de ASTM D 5731 (2008). O número de corpos de prova foi determinado de acordo com ASTM E 122 (2000), considerando o exposto por Fenton *et al.* (2015) quanto a programas de solidificação e estabilização de solos por meio do uso de cimento. Foram dezessete corpos de prova, sete para os ensaios de compressão simples e dez para os ensaios de carga puntiforme.

As Fig. 5.29 a 5.32 ilustram a realização desses ensaios.



Figura 5.29 – Posicionamento típico dos corpos de prova no equipamento utilizado para o ensaio de carga puntiforme, cujo funcionamento é descrito em Hidalgo (2002)



Figura 5.30 – Modos de fratura dos 10 corpos de prova requeridos para o ensaio



Figura 5.31 – Posicionamento típico dos corpos de prova. O equipamento de ensaio de compressão uniaxial utilizado tem seu funcionamento descrito em Humboldt (2008)



Figura 5.32 – Exemplo de ruptura

## 5.5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os ensaios de GPR, após processamento, não apresentaram resultados interpretáveis, sem possibilidade de notar o formato final das injeções. Intuiu-se que essa ocorrência deveu-se à

reflexão das ondas no pavimento de paralelepípedos intertravados. Já os ensaios MASW, apesar de terem obtido resultados de boa resolução, apresentavam dispersão de resultados que impossibilitava determinar os efeitos das injeções no maciço local. Os resultados dos ensaios MASW podem ser vistos no Apêndice A. Essas ocorrências com os ensaios geofísicos realizados corroboraram que o ensaio CBT seria mais indicado para os objetivos da dissertação. Quanto as características da calda de cimento, pode-se resumir os resultados segundo a Tab. 5.3. As propriedades encontradas estão coerentes com o recomendado por Gause (2017) e Pitta (2017).

Os boletins de controle das injeções podem ser observados no Apêndice B. Os boletins indicaram, como previsto no Capítulo 3, que do furo de injeção F1 ao furo de injeção F13, há um acréscimo das pressões de injeção, para um mesmo volume a ser injetado. Observou-se que para um saco de cimento com fator a/c de 0,5 injetado por m, havia inicialmente a necessidade de uma pressão de injeção líquida de 200 kPa, mas no fim da execução precisou-se de 600 kPa de pressão líquida, mostrando que à medida que o solo é deslocado há uma menor injetabilidade e melhor resistência ao cisalhamento e pressões maiores são necessárias para se injetar a mesma quantidade de calda de cimento por manchete.

Tabela 5.3 – Características da calda de cimento

---

<b>Tipo de cimento</b>	Cimento Portland comum
<b>Fator a/c em peso</b>	0,5
<b>Pressão de injeção máxima</b>	800 kPa
<b>Volume máximo por manchete</b>	1 saco de cimento (0,04 m <sup>3</sup> )
<b>Exsudação</b>	10%
<b>Peso específico</b>	17 kN/m <sup>3</sup>
<b>Coesão</b>	7 Pa
<b>Viscosidade</b>	150 mPa.s

---

Já os resultados dos ensaios SPT indicaram uma melhoria significativa no comportamento geomecânico do maciço. A Fig. 5.33 mostra os resultados obtidos por meio da verificação dos ensaios SPT. O ensaio SPT-1 apresentou um acréscimo maior que do restante dos ensaios em relação ao ensaio SPT-4 no primeiro metro. Isso se deveu ao fato de o amostrador ter intersectado calda de cimento nesse primeiro metro, tendo um acréscimo do número de golpes da ordem de 4 vezes o valor de referência do SPT-4. Além disso, pela amostragem ter sido feita mais próxima ao suposto bulbo de injeção o efeito da compactação foi superior aos observados nos ensaios SPT-2 e SPT-3. Essa ocorrência é coerente com os resultados de Shuttle & Jefferies (2000) para injeções de compactação. O limite inferior da melhoria do número de golpes N foi de 44% em relação ao ensaio SPT-4. O ensaio SPT-4 em relação aos ensaios SPT de Mendoza (2013) apresentou melhoria mínima de 100%, mostrando que mesmo a 1 m de distância do ponto de injeção mais próximo houve efeitos do deslocamento e consequente decréscimo do índice de vazios causado pelas injeções. De todo modo para aplicação dos resultados se recomenda utilizar a melhoria de 44%, de forma conservadora.

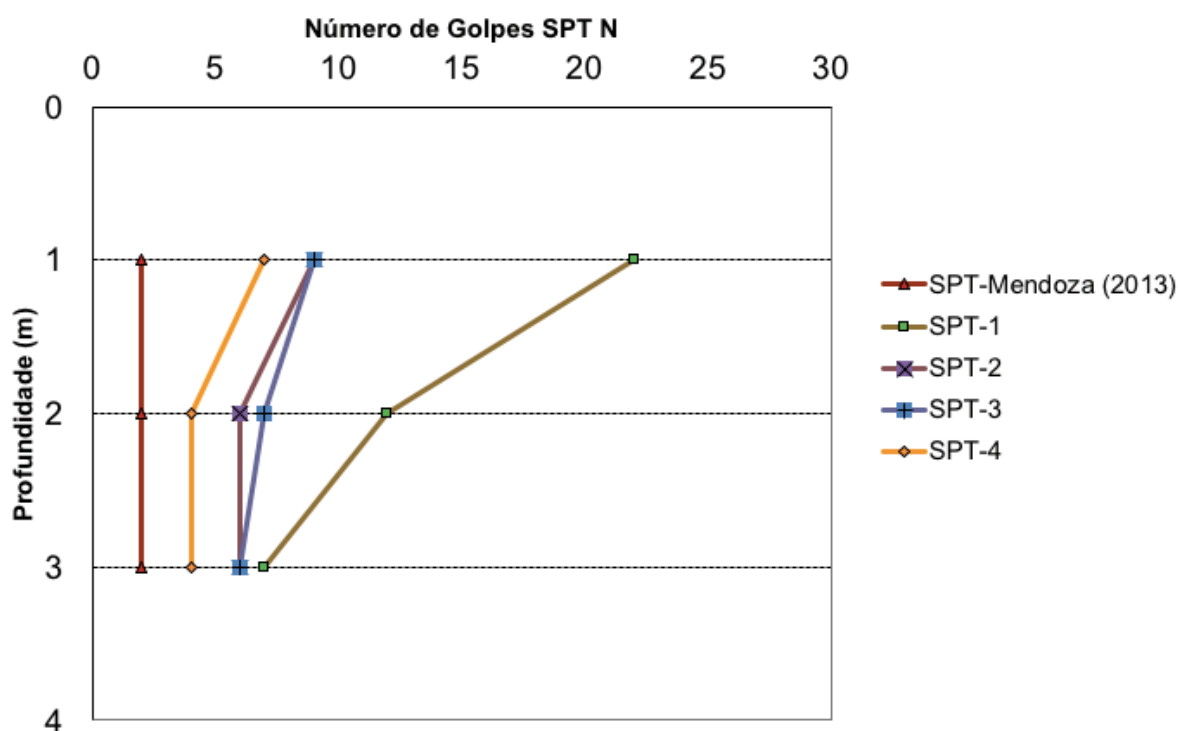


Figura 5.33 – Resultado dos ensaios SPT

Quanto à escavação entre os furos, os resultados foram similares ao apresentado na Fig. 3.18. Porém, previamente à escavação, hipotetizou-se que o comportamento seria similar ao do furo piloto 2, executado a 40 m do local da malha de injeções final. Entretanto constatou-se que

houve concentração da calda de cimento em locais de menor compactidade, não necessariamente próximo às válvulas manchete.

Em relação aos ensaios de laboratório na calda de cimento endurecida, pode-se resumir os resultados segundo a Tab. 5.4. Os boletins de execução dos ensaios podem ser observados no Apêndice C.

Tabela 5.4 – Resultados dos ensaios de laboratório na calda de cimento após 90 dias de cura

---

<b>Resistência à compressão (MPa)</b>	$39,38 \pm 5,72$
<b>Módulo de Young (GPa)</b>	$24,59 \pm 3,57$

---

Os resultados obtidos indicam que as injeções com princípio de deslocamento podem ser utilizadas com sucesso em Brasília. A previsão do formato final das colunas ainda é deficiente, mas a compactação gerada provê efeitos de consolidação que melhoram o maciço. Observou-se que a prática em solos metaestáveis, que indica que não há levantamento permanente do maciço, foi confirmada em um primeiro momento, com pressões de injeção inclusive maiores do que as recomendadas pela prática europeia.

## 6 ESTUDO DO AVANÇO DO TÚNEL DO METRÔ DE BRASÍLIA COM INJEÇÕES CIMENTÍCIAS

### 6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O metrô de Brasília, ainda em fase de expansão, tem 10 km de túneis construídos pelo método da escavação sequencial (Marques, 2006). Esses túneis, predominantemente rasos, atravessaram algumas zonas com espessas camadas da argila porosa característica local. Como no Brasil à época, no início da década de 1990, a experiência em construção de túneis metroviários era majoritariamente paulista e o solo brasiliense não era estudado extensivamente, assumiu-se que o solo local não se comportaria de forma muito diferente dos solos residuais da cidade de São Paulo (Ortigão *et al*, 1996). A hipótese se mostrou incorreta e a camada de argila porosa apresentou alta colapsibilidade. Dessa forma, variações no campo de tensões efetivas causadas por rebaixamento de nível freático ou pela própria escavação geraram deslocamentos de até 500 mm (Ortigão *et al*, 1996). Fortuitamente, o túnel foi escavado sob locais que apesar de urbanos não apresentavam infraestrutura importante e residências próximas. Assim, não havendo colapso global do túnel com risco aos operários da obra não havia necessidade de controle dos deslocamentos nem de tratamento do solo local. Como a face de escavação se manteve estável, com riscos controlados, optou-se por seguir escavando o túnel sem esse tipo de melhoria de comportamento. Somente um pequeno trecho, sob a Rodoviária de Brasília, precisou de maiores intervenções.

Entretanto, para a expansão planejada do metrô para o restante da Asa Norte existirão trechos em que essa realidade de elevados deslocamentos não se manterá. Além disso, estudos recentes sugerindo outros traçados que otimizam as demandas da população passam por zonas habitacionais e de infraestrutura importante (Reis, 2017). Dessa forma o controle de deslocamentos se faz necessário nesses locais de forma a evitar deslocamentos que sejam importantes.

Ademais, mesmo em locais em que não haja preocupação com a magnitude dos deslocamentos, o controle do comportamento do túnel pode ser importante para o aumento do avanço. Com maiores avanços os túneis podem ser construídos mais rapidamente e um dos fatores preponderantes de custo, a mão-de-obra especializada, é diminuído. Assim, a depender dos custos do tratamento de maciços e de sua efetividade no aumento do avanço é mais econômico tratar o solo.

Dentre os diversos métodos de aumento do avanço de túneis nesta dissertação se estudou as injeções cimentícias. A execução das injeções, explicitada no Capítulo 5, foi realizada em solo argiloso poroso típico de Brasília e apesar de não se esperar que os resultados de melhoria de maciços sejam exatamente iguais aos encontrados no campo experimental da Solotrat esperasse ordens de magnitude similares. Assim, neste estudo do aumento do avanço do túnel raso do metrô de Brasília considerou-se que a metodologia das injeções experimentais, se posteriormente executadas de forma similar, resultados semelhantes serão encontrados. Para esse fim fez-se simulações numéricas com a metodologia descrita no item 4.3, tendo como base a seção S4294, também descrita no item 4.3 e em Marques (2006). Para as simulações numéricas utilizou-se princípios aperfeiçoados advindos de Barbosa (2015) acoplados aos ensinamentos de Potts & Zdravicovic (1999 e 2001), com o acréscimo de parâmetros de performance empíricos (BTS (2004) e Felice (2016)). Essas simulações visaram o estudo do avanço sem as injeções cimentícias e com as injeções cimentícias.

## 6.2 DESLOCAMENTOS OBSERVADOS NA SEÇÃO S4294

A seção S4294, escolhida para análise, é representativa de outros trechos da construção do metrô de Brasília escavados em espessas camadas da argila porosa característica do Distrito Federal. Nas Fig. 6.1 e 6.2 tem-se os deslocamentos observados na seção S4294 à época de construção. Na Fig. 6.1 pode-se observar os deslocamentos em relação à profundidade e na Fig. 6.2 pode-se observar os deslocamentos superficiais em relação à distância da frente de escavação à seção instrumentada da seção S4294.

A partir desses deslocamentos algumas características peculiares podem ser observadas:

- Os deslocamentos aumentam das circunvizinhanças do túnel à superfície;
- Os deslocamentos superficiais são de alta magnitude em relação ao volume escavado.

Ortigão *et al.* (1996) sugerem que essa alta magnitude dos deslocamentos superficiais advém da colapsibilidade do solo superficial que apresenta grande contração volumétrica após a ruptura. Essa contração volumétrica é proveniente da ruptura das concreções lateríticas presentes na argila porosa devido à extensão (Farias & Assis, 1996), ocorrência que condiciona o comportamento posterior à ruptura, similar a um comportamento telescópico (Ozelim *et al.*, 2014). Assim, há uma bacia de deslocamentos formada de volume superior ao volume escavado, com os deslocamentos crescendo no sentido da superfície. Esse comportamento é



contrário ao esperado em túneis rasos, em que usualmente é observado os deslocamentos decrescendo no sentido da superfície (Fig. 2.2).

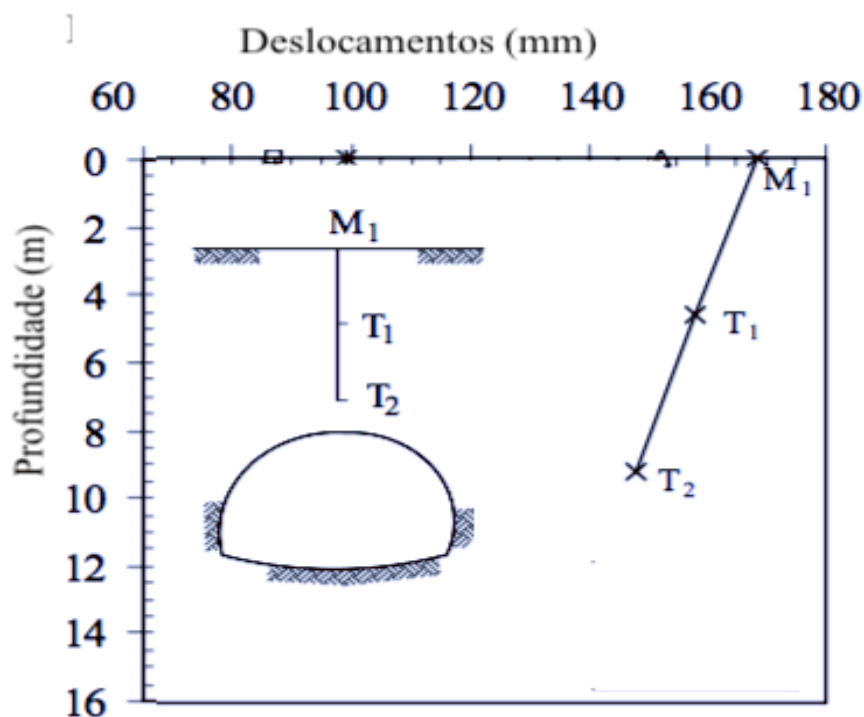


Figura 6.1 - Evolução dos deslocamentos em relação ao eixo do túnel em diferentes profundidades (modificado - Marques, 2006)

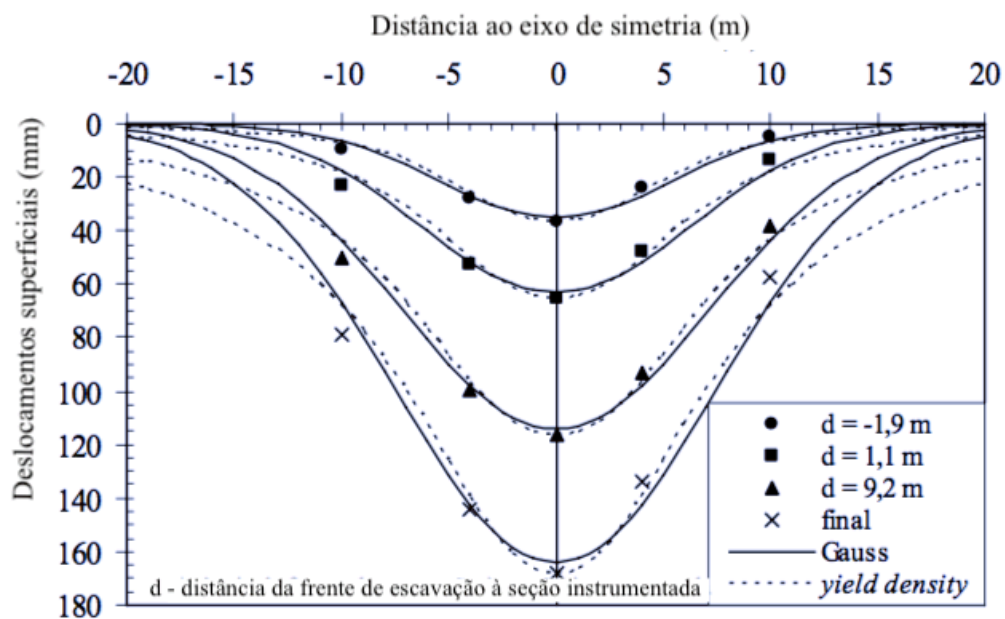


Figura 6.2 - Evolução dos deslocamentos superficiais em relação à distância da frente de escavação (modificado - Marques, 2006)

### 6.3 RESULTADOS DE MARQUES (2006)

Para a simulação do comportamento de túneis escavados na argila porosa de Brasília, Marques (2006) supôs que os deslocamentos gerados advindos do comportamento metaestável do solo local poderiam ser simulados assumindo-se baixíssima rigidez às camadas metaestáveis, com baixíssima coesão. Apesar da simplificação de comportamento e da não-consideração do efeito da sucção do solo os deslocamentos superficiais obtidos com essa suposição de baixa rigidez na simulação numérica considerando Mohr-Coulomb e Lade foram próximos aos observados na seção S4294. Entretanto, essa abordagem, no modelo de Mohr-Coulomb, não obteve resultados condizentes, como visto no item 4.3.2, com o aumento dos deslocamentos em direção à superfície. Alguns dos resultados de Marques (2006) referentes ao modelo de Mohr-Coulomb comparados com os deslocamentos ocorridos à época da obra podem ser observados nas Fig. 6.3 e 6.4.

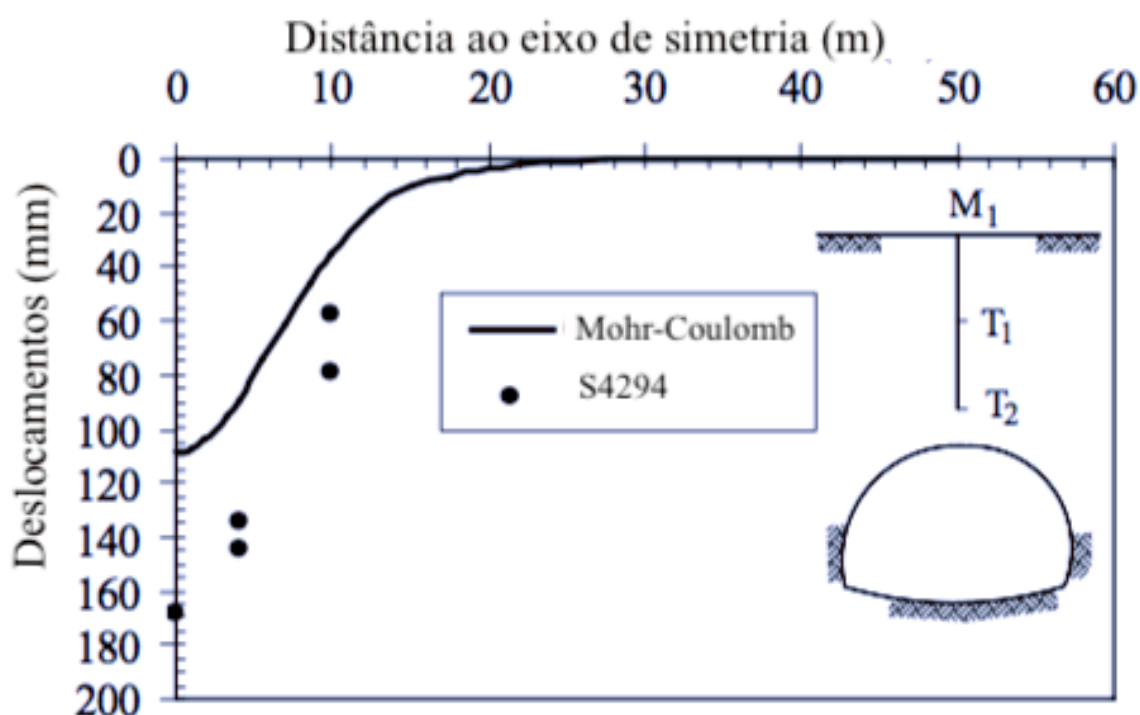


Figura 6.3 - Deslocamentos superficiais observados na seção S4294 e calculados utilizando o modelo Mohr-Coulomb (modificado - Marques, 2006)

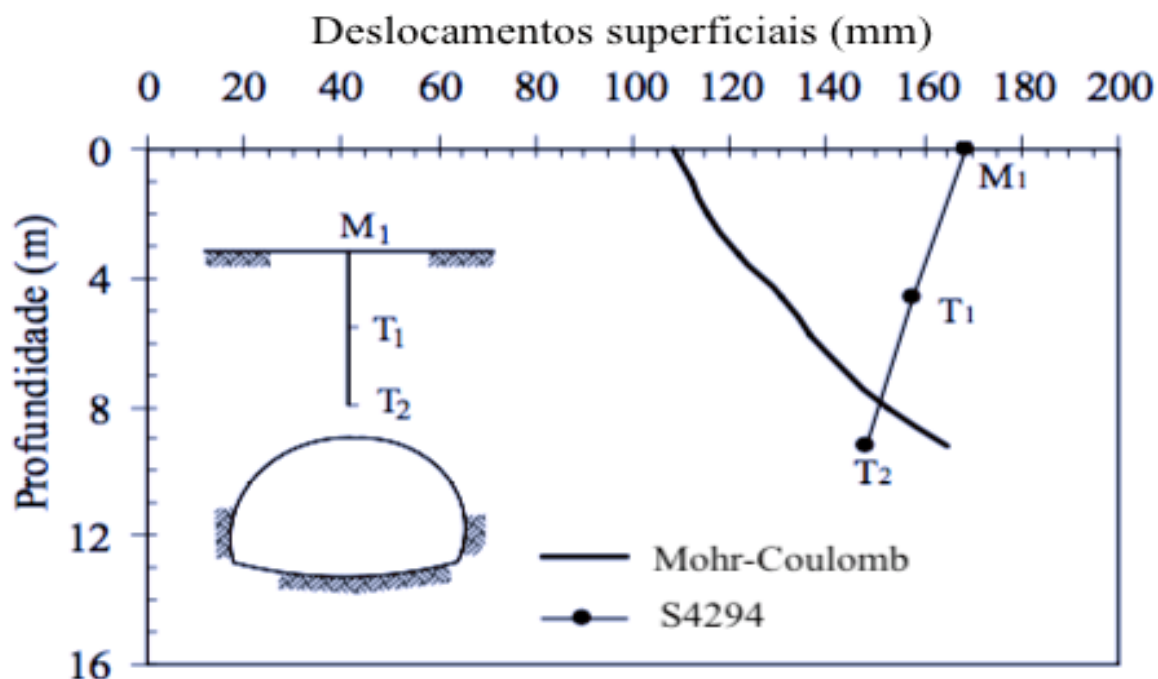


Figura 6.4 - Evolução dos deslocamentos em relação ao eixo do túnel em diferentes profundidades da seção S4294 e dos deslocamentos obtidos utilizando o modelo Mohr-Coulomb (modificado - Marques, 2006)

#### 6.4 ANÁLISE NUMÉRICA DA SEÇÃO S4294 SEM INJEÇÕES CIMENTÍCIAS

Considerados os resultados de Marques e a validação do software PLAXIS 3D Tunnel descrita no item 4.3.2 pode-se obter os resultados observados nas Fig. 6.5 e 6.6, utilizando o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb.

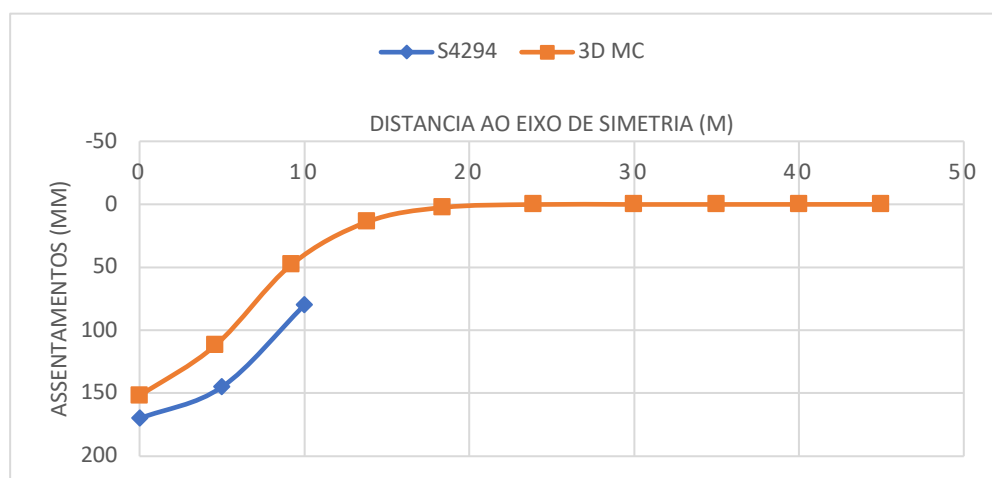


Figura 6.5 - Deslocamentos superficiais obtidos da simulação da seção S4294 por meio do modelo de Mohr-Coulomb comparados aos resultados de campo (pôr a distância em cima)

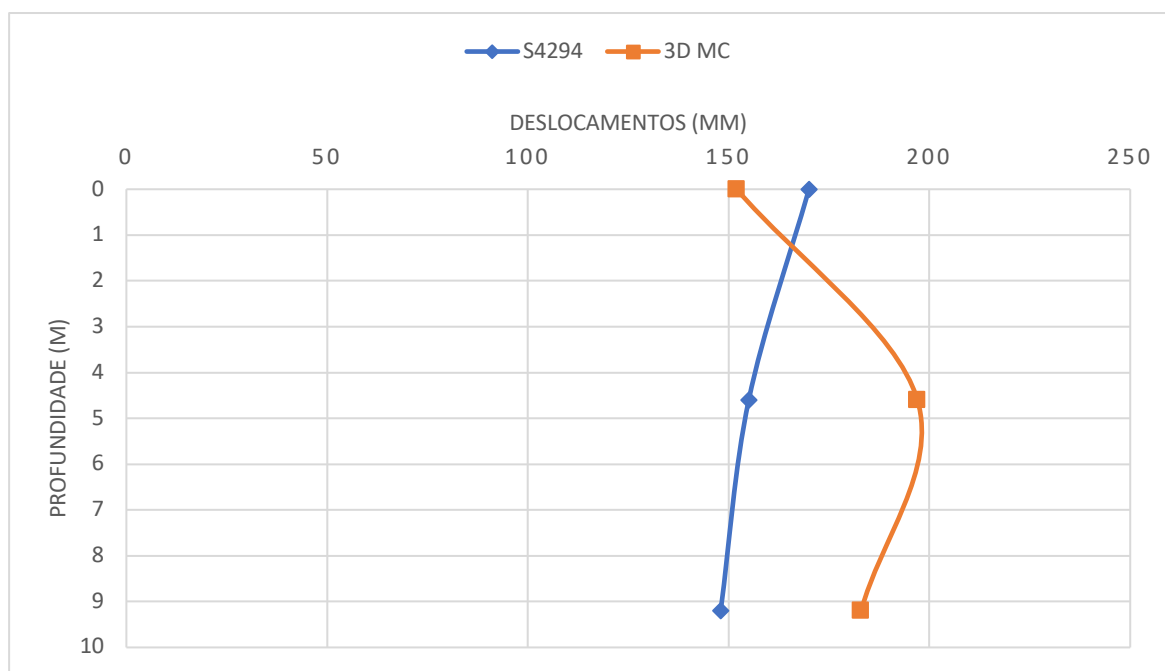


Figura 6.6 - Perfil de deslocamentos relativos ao eixo do túnel obtidos da simulação da seção S4294 por meio do modelo de Mohr-Coulomb comparados aos resultados de campo

Com a metodologia da análise numérica sem injeções cimentícias descrita no item 4.3.3, utilizando o modelo HS, com os parâmetros da Tab. 4.3 e utilizando a mesma sequência de construção de Marques (2006), ilustrada na Fig. 4.7, obteve-se o perfil de deslocamentos relativo ao eixo do túnel com erro de previsão inferior a 10%, conforme pode ser observado na Fig. 6.7. Sombreamento com os deslocamentos totais constam no Apêndice D.

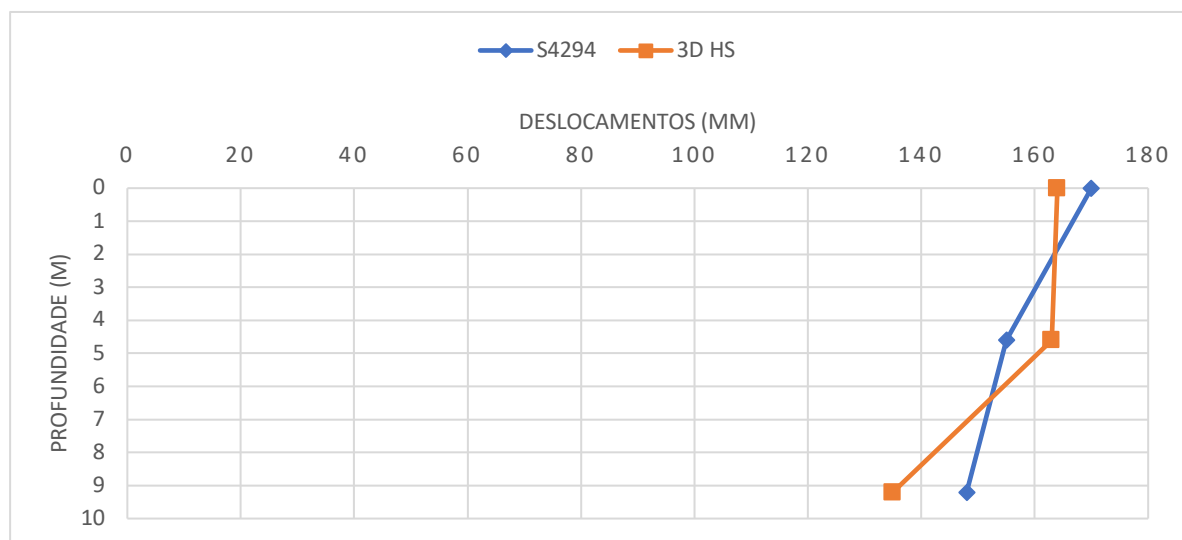


Figura 6.7 - Perfil de deslocamentos em profundidade relativos ao eixo do túnel obtidos da simulação da seção S4294 por meio do modelo HS comparados aos resultados de campo

### 6.5 ANÁLISE NUMÉRICA DA SEÇÃO S4294 COM INJEÇÕES CIMENTÍCIAS

Com a metodologia da análise numérica com injeções cimentícias descrita no item 4.3.4, utilizando o modelo HS, variando-se os avanços construtivos de 2,4 a 4,5 m, com os parâmetros das Tab. 4.3, 4.4 e 4.5, obteve-se as bacias de deslocamentos observadas na Fig. 6.8 e os deslocamentos à profundidade da Fig. 6.9. Sombreamento com os deslocamentos totais constam no Apêndice D.

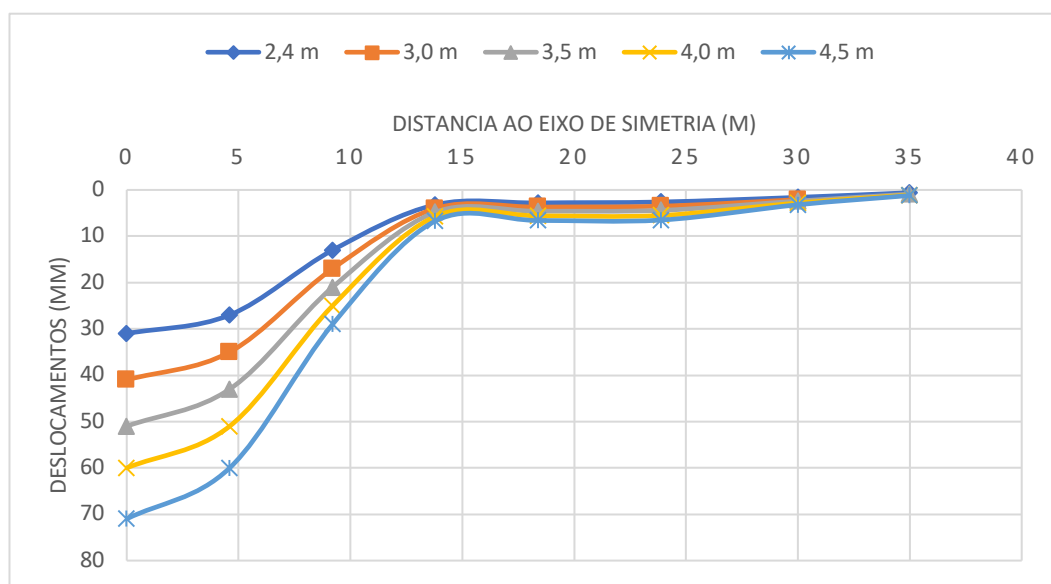


Figura 6.8 - Deslocamentos obtidos da simulação com injeções cimentícias por avanço de túnel na seção S4294

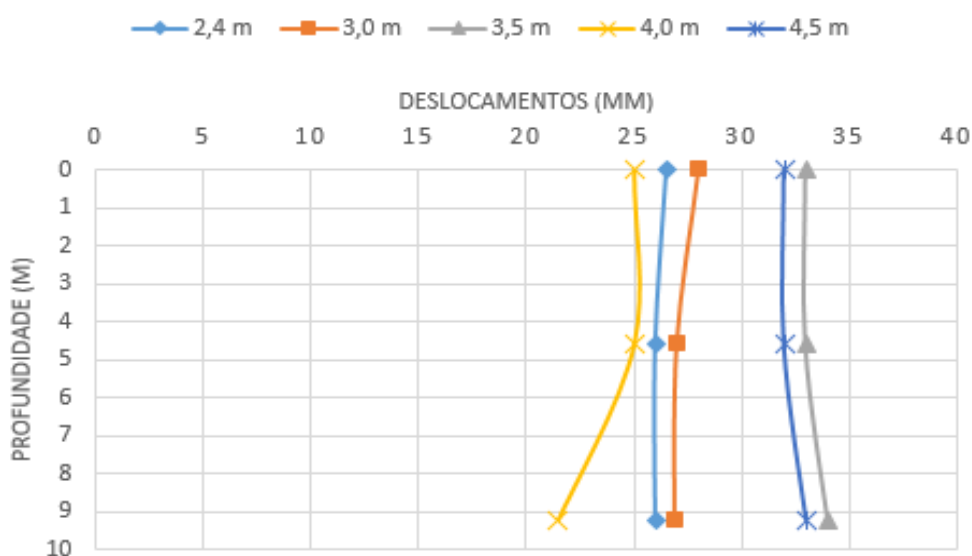


Figura 6.9 - Perfil de deslocamentos em profundidade relativos ao eixo do túnel obtidos da simulação da seção S4294 por meio do modelo HS com injeções cimentícias

## 6.6 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Após as simulações numéricas verificou-se que o avanço do túnel do metrô de Brasília com injeções cimentícias seria superior ao avanço sem nenhuma intervenção. Considerados os critérios de BTS (2004) e Hung *et al.* (2009) de uma escavação de boa qualidade, com perda de solo inferior a 1%, encontrou-se um avanço de 4,0 m com as injeções cimentícias, resultado que representaria uma melhora de 66,67% em relação ao avanço de 2,4m, usado na época em que o túnel foi construído.

Além disso, no túnel simulado com as injeções cimentícias com a mesma taxa de avanço de 2,4 m os deslocamentos seriam quase seis vezes (5,68) menores que os deslocamentos superficiais da época da construção. E, mesmo quando utilizando um avanço maior, de 4,0 m, os deslocamentos seriam quase três vezes (2,73) inferiores aos reportados da época da construção, obtendo-se uma escavação mais rápida e de melhor qualidade, possivelmente mais econômica devido a redução do tempo de obra e do uso de mão-de-obra especializada. De todo modo, caso se deseje utilizar uma metodologia similar previamente a obras de túneis em solos metaestáveis é obrigatória a execução experimental, de maneira expedita, para o estudo do comportamento local da interação maciço-calda de cimento. Pode-se encontrar que uma malha mais densa ou menos densa é necessária para a situação de campo a depender da resposta do maciço local. Sugere-se a realização de ensaios em amostras indeformadas entre as injeções de forma a verificar se o aumento do número de golpes N do SPT é realmente relacionado ao módulo de Young e qual o efeito das injeções na coesão e ângulo de atrito do maciço sendo tratado.

Como principal limitação desses resultados cita-se que a simulação numérica é hipotética, com comportamento simplificado da interação maciço-calda-túnel. As simulações numéricas realizadas, apesar de utilizarem o modelo avançado *HS*, não conseguem reproduzir o mecanismo de colapso corretamente, servindo apenas para aproximação de comportamento e convergência de resultados, especialmente quanto à maior rigidez ao descarregamento. O posicionamento das injeções, devido às capacidades tanto do software utilizado, quanto do computador que se dispunha para as simulações, não foi realista, não se podendo avaliar as solicitações reais das injeções e avaliar qual o máximo posicionamento que o efeito de arco entre elas pudesse ocorrer, especialmente na porção inferior das injeções, e se dimensioná-las de maneira mais precisa.

Ademais, nota-se que as situações simuladas tentaram preservar a sequência executiva da seção S4294, para uma comparação mais realista entre a situação hipotética com injeções e a situação realizada sem injeções. Num projeto real deve-se variar a parcialização da escavação e avaliar a rigidez ótima de suporte, que pode ser inferior à prevista e, conseqüentemente, resultar em um suporte mais econômico. Manteve-se a constante neste trabalho de forma a comparar de maneira mais realista o provável efeito das injeções cimentícias no comportamento do túnel do metrô de Brasília.

### 6.6.1 CONSIDERAÇÕES ACERCA DO ARRANJO DAS INJEÇÕES

Pode-se notar que a configuração da malha de injeções utilizada foi diferente das recomendadas por Negro (1988), que após análises numéricas por elementos finitos concluiu que a eficiência do tratamento circular, nas circunvizinhanças de um túnel raso de via dupla, era superior ao tratamento retangular. Apesar de que Negro (1988) seja muitas vezes citado em outros trabalhos, e.g. Kochen (1992), o problema que Negro (1988) analisou era diferente, com maciço diferente, geometria única e diferentes objetivos. No túnel em análise nesta dissertação a maior desconformidade à época da construção não foi a resposta do maciço próximo ao túnel, mas sim a propagação à superfície, mostrando uma resposta contrátil devido à colapsibilidade da argila porosa. Assim se decidiu arranjar a malha de injeções de forma a controlar o comportamento da camada metaestável, de forma que mesmo a camada tendo comportamento não-linear esse comportamento seria elástico e de maior rigidez.

A solução de injeções de compensação, muitas vezes utilizada, especialmente na Europa (Bezuijen, 2010; Knight, 2016), não foi utilizada não só por não haver conhecimento da reação da argila porosa de Brasília a esse tratamento para remediação de recalques, mas também porque não se simulou um túnel sob edificações. Ressalta-se que a solução proposta, que seria executada previamente à escavação do túnel, não precisaria de escavação de poço de acesso para as injeções horizontais, como nas injeções de compensação, e não aumentaria os esforços no suporte do túnel, como também ocorre em injeções de compensação.

Ademais, como característica da solução em *tube-à-manchette*, por envolver em sua sequência executiva os processos de perfuração e injeção e poder ocorrer antes da construção do túnel, tem-se a possibilidade de atestar se as condições locais são condizentes com as sondagens disponíveis do local da obra. Assim diminui-se as incertezas quanto à estratigrafia quando da construção do túnel.

### 7 CONCLUSÕES

As injeções cimentícias são soluções versáteis, com aplicações crescentes em metrópoles, que sofrem escassez de localizações de condições geotécnicas adequadas para o desenvolvimento da infraestrutura crescente dessas cidades. Em Brasília essa inadequação decorre do solo local ser metaestável.

Assim, com a execução experimental em um solo metaestável, no campo experimental da Solotrat Centro-Oeste, de uma das técnicas de injeções cimentícias mais utilizadas, a técnica de *tube-à-manchette*, pode-se obter resultados relevantes para estudos de viabilidade de infraestrutura em solos metaestáveis em Brasília. Ressalta-se que a revisão bibliográfica das injeções cimentícias, inédita no Brasil, junto à metodologia e especificações da execução experimental das injeções, contribuem para a aplicação das injeções cimentícias em diversos tipos de obras geotécnicas, em solos metaestáveis ou não.

Observou-se que as injeções cimentícias, quando utilizadas com fatores a/c menor que 1,0 não permeiam o solo típico de Brasília, condizente com o especificado em AFTES (1991), Warner (2004), Powers (2007), Han (2015) e Hayward Baker (2016). O raio limitante das injeções também ficou coerente com o previsto analiticamente.

As injeções cimentícias apresentaram um efeito de deslocamento no solo metaestável local, com uma mescla entre compactação e fraturamento do maciço, com forma diferente da prevista mas similar ao encontrado por Warner (2004). Durante a execução das injeções foi notado o previsto por Camberfort (1968), que à medida que o solo é injetado as pressões de injeção para se injetar o mesmo volume, representando que a densidade e características do solo local melhoram paulatinamente com a execução das injeções de compactação e fraturamento. De todo modo, não houve levantamento permanente do terreno, como esperado em aluviões por Camberfort (1968).

O controle de qualidade da execução experimental mostrou-se fundamental para a verificação do processo executivo e validação de parâmetros de projeto. O uso de funil Marsh, reômetro de Lombardi e medidas de densidade e exsudação não são prática corrente no Brasil, o que se espera que com o exposto nesta dissertação esta realidade mude, com a fiscalização exigindo esse controle de qualidade de injeções cimentícias, atualmente composto apenas do boletim executivo.



---

## CAPÍTULO 7 - CONCLUSÕES

Quanto aos resultados dos ensaios de campo, viu-se que os ensaios geofísicos MASW e GPR não são os mais recomendados para a verificação não destrutiva, indicando que testes com o CBT em solo brasileiro são necessários. Os ensaios destrutivos SPT mostraram-se úteis para verificação dos efeitos das injeções nas propriedades do solo metaestável, com aferição de melhoria mínima de 44% entre pontos de injeção, tendo-se como base um ensaio SPT realizado a apenas 1 m do local dos ensaios. Em relação aos ensaios de Mendoza (2013) a melhoria mínima foi de 100%. A melhora, evidentemente, depende das especificações executivas e da disposição dos pontos de injeção. Os ensaios de laboratório de compressão uniaxial simples e de carga pontiforme revelaram-se cruciais para a previsão de comportamento de uma obra geotécnica, com as simulações numéricas utilizando os parâmetros obtidos nesses ensaios.

Os resultados da execução experimental das injeções cimentícias indicaram que a técnica de *tube-à-manchette* pode possibilitar obras em solos metaestáveis que não seriam viáveis sem o uso das injeções cimentícias.

Assim, justamente a fim de ilustrar possíveis aplicações das injeções cimentícias e da aplicação direta dos resultados da execução experimental das injeções, fez-se um estudo de caso intermediados por simulações numéricas. A obra selecionada foi a do trecho em túnel do metrô de Brasília, especificamente numa seção representativa da construção do túnel, a seção S4294, com ampla base de dados. As simulações numéricas foram feitas sem considerar e considerando o efeito das injeções.

Para a simulação sem a consideração do efeito das injeções, ou seja, a representativa da realidade em que a obra foi executada, observou-se que além do modelo elastoplástico de Lade (1977), que obteve boa concordância de resultados em Marques (2006), o modelo *Hardening Soil* também obteve boa aproximação, conseguindo simular o aumento dos deslocamentos próximos à superfície, algo que o modelo Mohr-Coulomb não conseguiu.

As simulações considerando os efeitos das injeções foi feita a partir da hipótese de que os resultados obtidos do campo experimental de Solotrat Centro-Oeste eram reproduzíveis, uma consideração razoável visto que as características da argila porosa eram muito similares entre o campo experimental da Solotrat Centro-Oeste e a seção S4294. Assim, considerou-se a melhoria de 44% em  $E_{50}$  e  $E_{ur}$  devido ao processo executivo de injeções de deslocamento em malhas 1,0 x 1,0 m. Arranjou-se as injeções em malha 1,0 x 1,0 m perpassando apenas as camadas metaestáveis acima do túnel. Esse arranjo construtivo, diferente de proposições de Negro (1988) para túneis em solo e das injeções de compensação, apresentou as vantagens de

poder ser construído antes da escavação do túnel, sem utilizar poço de acesso, não induzir esforços adicionais no suporte como as injeções de compensação e pelo próprio processo executivo utilizar de perfuração e injeção ter a possibilidade de verificar as informações das sondagens disponíveis para a obra previamente à construção do túnel.

Com essas considerações, variou-se o avanço de escavação à época da construção entre 2,4 m e 4,5 m. Verificou-se que utilizando a mesma taxa de avanço do túnel sem injeções cimentícias (2,4 m) os deslocamentos diminuiriam consideravelmente, 5,68 vezes menores que os deslocamentos observados à época da obra. Além disso, aceitando uma perda de solo de no máximo 1%, critério recomendado por Hung *et al.* (2009), obteve-se um avanço de 4,0 m, 1,67 vezes maior que o utilizado à época da obra. Conclui-se com essa aplicação a uma obra geotécnica que as injeções cimentícias, apesar de ainda precisarem de mais estudos, podem ser mais e melhor aplicadas em maciços brasileiros, inclusive os metaestáveis.

### 7.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

De acordo com o observado nesta dissertação algumas sugestões podem ser feitas para próximos trabalhos:

- Observar se a melhoria de solo entre os pontos injetados se manteve ao longo do tempo. Ensaio SPT devem ser complementados por meio da retirada de amostra indeformadas do solo afetado pela execução das injeções;
- Utilizar ensaios de campo do tipo Panda (Langton, 1999) para verificar se este tipo de ensaio, que a Universidade de Brasília possui em seu laboratório, consegue monitorar a densificação do solo local de maneira mais precisa e com menos variáveis de execução como o ensaio SPT;
- Fazer ensaios de capacidade de carga nas injeções cimentícias realizadas para verificar a aderência da interface solo-injeção;
- Quantificar a diferença dos resultados de simulações numéricas com injeções cimentícias considerando o efeito da metodologia executiva das injeções no solo com outras simulações numéricas que não consideram esse efeito;
- Fazer simulações numéricas de forma a investigar a rigidez do suporte e a parcialização da escavação ótima para túneis de diferentes diâmetros em Brasília;

---

## **CAPÍTULO 7 - CONCLUSÕES**

- Aplicar os resultados obtidos em outras obras geotécnicas executadas na argila porosa metaestável de Brasília que seriam inviáveis sem a injeção de solos, como as contenções em solo grampeado;
- Fazer execuções experimentais dos outros tipos de injeção na argila porosa metaestável de Brasília.

---

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

### REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT NBR 9061 (1985). Segurança de Escavação a Céu Aberto da ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ. 31 p.

ABNT NBR 6484 (2001). Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ. 17 p.

ABNT NBR 6118 (2014). Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ. pp 24.

AFTES (1991). Recommendations on Grouting for Underground Works. Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 6, No. 4, pp. 383-461, 1991.

Aoyagi, Takahiro (1995). Representing Settlement for Soft Ground Tunneling. Master's Thesis, Massachusetts Institute of Technology, Department of Civil and Environmental Engineering.

Araki, M.S. (1997). Aspectos relativos às propriedades dos solos porosos colapsíveis do distrito federal. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, 121 p.

ASME (2004). Welded and Seamless Wrought Steel Pipe. ASME, New York, NY, EUA, 26 p.

Assis, A.P. (2017). Comunicação pessoal. Maio de 2017.

ASTM D 2487 (2000). Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA, 2000, DOI: 10.1520/D2487-00, 7 p..

ASTM E 122 (2000). Standard Practice for Calculating Sample Size to Estimate, With a Specified Tolerable Error, the Average for a Characteristic of a Lot or Process. American Society for Testing and Materials. 5 p.

ASTM D 7012 (2004). Standard Test Method for Compressive Strength and Elastic Moduli of Intact Rock Core Specimens under Varying States of Stress and Temperatures. American Society for Testing and Materials. 8 p.

---

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASTM D 5731 (2008). Standard Test Method for Determination of the Point Load Strength Index of Rock and Application to Rock Strength Classifications. American Society for Testing and Materials. 11 p.
- ASTM D 6910 (2009). Standard Test Method for Marsh Funnel Viscosity of Clay Construction Slurries. American Society for Testing and Materials. 3 p.
- Augarde, C.E., Burd, H.J., Houlsby, G. T. (1998). Some experiences of modelling tunneling in soft ground using three-dimensional finite elements. Application of Numerical Methods to Geotechnical Problems, Springer-Verlag, Wien 1998
- Bakker, K. J. (2003). Structural design of linings for bored tunnels in soft ground. *Heron*. 48 (1), p33-61.
- Barbosa, M.G.T. (2015). Análise dos efeitos do melhoramento das condições de maciços no comportamento de túneis. Monografia de Projeto Final, Publicação G.PF-002AA/15, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 104 p.
- Barbosa, M. G. T. & Assis, A. P. (2017). Analysis of shallow-tunnel portals with numerical three-dimensional simulations. Proceedings of the World Tunnel Congress 2017 – Surface challenges – Underground solutions. Bergen, Norway, 6p.
- Bezuijen, A., Grotenhuis, R., van Tol, A. F., Bosch, J. W., Haasnoot, J. K. (2011). Analytical Model for Fracture Grouting in Sand. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 137, 611-620.
- Bezuijen, A. (2010). Compensation Grouting in Sand - Experiments, Field Experiences and Mechanisms. Tese de Doutorado. Technische Universiteit Delft, Delft, Holanda, 212 p.
- Boroianu, C., Mirea, B. I., Calinescu, S. (2017). M6 Metro Line Extension in Bucharest, Romania. Proceedings of the World Tunnel Congress 2017 – Surface challenges – Underground solutions. Bergen, Norway, 8p.
- Briaud, J.L. (2013). Elements of Geophysics. In: Geotechnical engineering: unsaturated and saturated soils. John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey. pp 151-171.
- Broere, W. (2016). Urban underground space: Solving the problems of today's cities. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 55, pp. 245–248.

---

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BTS (2004). Tunnel Lining Design Guide. The British Tunnelling Society and The Institution of Civil Engineers Default Book Series. Thomas Telford Ltd, London, UK.

Burke, G. K., Peterson, J. H., Smith, M.L. (2000). Super *Jet Grouting* and the quality of its product. *Advances in Grouting and Ground Modification*. 15p.

Byle, M. J. (2004) Design of Grouting in Soil. Capítulo 23 em *Practical Handbook of Grouting: Soil, Rock and Structures*, editado por Warner, J. New Jersey: John Wiley & Sons, Inc. pp. 497–510.

Camberfort, H. (1968). Soil Injection (in Spanish). Ediciones Omega, Barcelona, ES, 532 p.

Camberfort, H. (1977). The principles and application of grouting. *Q. Jl Engng Geol*, 57-95.

Cardoso, F. (1995). Análise Química, Mineralógica e Micromorfológica de Solos Tropicais Colapsíveis e o Estudo da Dinâmica do Colapso. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, 139 p.

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

Chen, L. T. (2014). 3D PLAXIS modeling of tunneling-induced ground arching. *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*. pp. 815-820.

Chiriotti, E., Avgnina, N., and Grasso, P. (2005). Compensation grouting for TBM tunnelling beneath shallow cover. *Proc. 5th Int. Symposium Geotechnical aspects of underground construction in soft ground*, Amsterdam, 6 p.

Croce P., Flora A., Modoni G. (2014). *Jet Grouting – Technology, Design and Control*. CRC Press, Boca Raton, Florida, EUA, 298 p.

Dias, T.G.S. (2013). Metodologia de Avaliação de Sistemas de Suporte em Concreto Projetado – Estudo de Caso em Poços de Grande Diâmetro. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-219/13, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 100 p.

El-Kelesh, A.M., Mossaad, M. E., Basha, M.I. (2001). Model of Compaction Grouting. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 127, pp. 955-964.

---

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Farias, M.M. & Assis, A.P. (1996) Numerical simulation of a tunnel excavated in porous collapsible soil, *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, Mair & Taylor (eds), Balkema, Rotterdam, pp. 713-718.
- Felice, C. W. (2016) *Tunnel-Induced Deformation of Ground, Buildings and Utilities*. CSM Tunneling: Fundamentals, Practice and Innovations Short-Course. Denver, Colorado, USA.
- Fenton, G.A., Rukhsana, L., Lake, C.B, Menzies, W.T., Griffiths, D.V. (2015). Statistical sample size for quality control programs of cement-based “solidification/stabilization”. *Can. Geotech. J.* 52: pp. 1620–1628.
- Fitts, C.R. (2015) *Águas Subterrâneas - 2. ed.* Elsevier, Rio de Janeiro, pp. 28-29.
- Gause, C. (2017). Especialista em injeção da Normet - Unidade Colorado/EUA. Comunicação pessoal. Junho de 2017.
- Goodman, R. (1999). *Karl Terzaghi: the engineer as artist*. Reston, VA: ASCE Press.
- Gouvenot, D. (1998). State of the art in European grouting. *Ground Improvement*, 2, 51-67.
- Graf, E. D. (1992). Compaction grouting. *Grouting, soil improvement and geosynthetics*, Geotech. Spec. Publ. No. 30, R. H. Bor-den, R. D. Holtz, and I. Juran, eds., Vol. 1, ASCE, New York, 275– 287.
- Guimarães Filho, J.D.(1984)-Consolidação de solos por injeções: Discussão sobre uma prática bem sucedida, mas que não está de acordo com as teorias clássicas existentes. *Revista Solos e Rochas*, Volume7, pp.99-107.
- Han, J. (2015). *Principles and Practices of Ground Improvement*. John Wiley & Sons, Hoboken, New Jersey, EUA.
- Hayward Baker (2016). *Jet Grouting Process*. 2016. Web. 20 Dec. 2016. Fonte: haywardbaker.com.
- Hegebarth, D. C., (2013) *Grouting equipment manual : selection, operation, maintenance, and repair*. SME, Englewood, Colorado, EUA, 137 p.
- Henn, R. W. (1996). *Practical Guide to Grouting of Underground Structures*. Reston, VA: ASCE Press. 200 p.

---

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Hidalgo, C. A. (2002) Classificação Geomecânica e Simulação Numérica de Estruturas Subterrâneas de Barragens. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-089A/02, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF. pp 73-75.
- Hoek, E. 2003. Numerical Modeling for Shallow Tunnels in Weak Rock. PDF disponível em [www.rocscience.com/documents/pdfs/rocnews/Spring2003/ShallowTunnels.pdf](http://www.rocscience.com/documents/pdfs/rocnews/Spring2003/ShallowTunnels.pdf). 12 p.
- Humboldt. (2008). HM-3000.3F - Digital Master Loader - Product Manual. Humboldt Mfg. Co. Illinois EUA. 40 p.
- Hung, C.J., Monsees, J., Munfah, N., Wisniewski, J. (2009), Technical manual for design and construction of road tunnels - civil elements, Report FHWA-NHI-10-034, U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington D. C. 702 p.
- Karol, R. H. (2003). Chemical Grouting and Soil Stabilization, 3. ed. Marcel Dekker Inc., New York, NY. 583 p.
- Knight, M. (2016). London CROSSRAIL: The Project and Some Lessons Learned. CSM Tunneling: Fundamentals, Practice and Innovations Short-Course. Denver, Colorado, USA, 67 p.
- Kochen, R. (1992). Tratamento do Solo. Primeiro Encontro Técnico do CBT – Túneis em Solo. São Paulo – SP, 27 p.
- Koshima, A., Lopes, J. R., Filho, A. D., Gomes, M., & Jr, A. C. (2016). Treating Peat-Soil Over São Paulo Metro Line 5 Enabling 10.6m EPB Shield Advance Under Drainage Gallery Foundations. Proceedings of the World Tunnel Congress 2016. San Francisco, SME, 6 p.
- Lade, P. V. (1977). Elasto-plastic stress-strain theory for cohesionless soil with curved yield surfaces. International Journal of Solids and Structures, Vol. 13, pp. 1019-1035.
- Langton, D.D. (1999). The Panda lightweight penetrometer for soil investigation and monitoring material compaction. Ground Engineering (September), pp. 33-37.
- Li, P., Zhao, Y., Zhou, X. (2016). Displacement characteristics of high-speed railway tunnel construction in loess ground by using multi-step excavation method. Tunn. Undergr. Space Technol. 51, pp. 41–55.



---

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Littlejohn, S. (2003). The Development of Practice in Permeation and Compensation Grouting - A Historical Review - Part II Compaction Grouting. Third International Conference on Grouting and Ground Treatment. New Orleans, Louisiana, USA, 45 p.
- Lombardi, G. (1985). The role of cohesion in cement grouting of rock. Fifteenth Congress on Large Dams. International Commission on Large Dams. Lausanne. Vol III, pp. 235-261.
- Lunardi, P. (2008) Design and Construction of Tunnels: Analysis of Controlled Deformations in Rock and Soils (ADECO-RS). 2008 1st Edition. Springer. Berlin, DEU, 587 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.
- Marques, F.E.R. (2006). Comportamento de túneis superficiais escavados em solos porosos: o caso do metrô de Brasília/DF. Departamento de Engenharia Civil Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra. 552 p.
- Mendoza, C.C. (2013). Estudo do comportamento mecânico e numérico de grupo de estacas do tipo alluvial anchor em solo poroso do Distrito Federal. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, 234 p.
- Moretrench (2016). Moretrench. Web. 20 Dez. 2016. Fonte: moretrench.com.
- Negro Jr., A. (1988). Design of Shallow Tunnels in Soft Ground, Ph. D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Alberta.
- Ortigão, J. A. R.; Kochen, R.; Farias, M. M.; Assis, A. P. (1996). Tunnelling in Brasília porous clay. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 33, No 4, pp. 565-573.
- Ozelim, L., Camapum de Carvalho, J., Cavalcante, A., Silva, J., Muñetón, C. (2014). Novel Approach to Consolidation Theory of Structured and Collapsible Soils Int. J. Geomech.
- Peck, R.B. (1969). Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics. Geotechnique 19, no.2, pp. 171-187.

---

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Pérez, R.F. (2017). Inclusões rígidas para o controle de recalques nos solos colapsáveis do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-284/17, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 160 p.

Phygeo (2017). Empresa Júnior da Geofísica da Universidade de Brasília. Comunicação pessoal. Agosto de 2017.

Pitta, C.A. (2017). Diretor Solotrat. Comunicação pessoal. Maio de 2017.

PLAXIS (2001). Plaxis 3D Tunnel Tutorial, Reference, Material Model and Scientific Manuals. PLAXIS, Delft, HOL, 383 p.

PLAXIS (2010). Validation & Verification Manual. PLAXIS, Delft, HOL, pp. 29-44.

PLAXIS (2015). Reference Manual. PLAXIS, Delft, HOL, pp. 126-137.

PLAXIS (2016). Material Models Manual. PLAXIS, Delft, HOL, pp. 65-81.

Potts, D. M., Zdravkovic, L. (1999). Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering: Theory. London: Thomas Telford Publishing. 459p. pp. 58-72.

Potts, D. M., Zdravkovic, L. (2001). Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering: Applications. London: Thomas Telford Publishing. pp. 1-8.

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.

Reis, A.P.C. (2017). Proposta e dimensionamento de uma nova linha de metrô W3 – L2. Monografia de Projeto Final, Publicação G.PF-AA001/17, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 92 p.

Robbins (2017). Robbins Web. 15 Jan. 2017. Fonte: [www.therobbinscompany.com/en/news-events/world-records/](http://www.therobbinscompany.com/en/news-events/world-records/)

Schanz, T., Vermeer, P. A., Bonnier, P.G. (1999). The hardening soil model: Formulation and verification. In: Beyond 2000 in Computational Geotechnics – 10 Years of PLAXIS, Balkema, Rotterdam, 16p.

---

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Semeraro, M., Delmas, L., Chauvin, T. (2017). Design of a large metro station cavern in weak rocks. Proceedings of the World Tunnel Congress 2017 – Surface challenges – Underground solutions. Bergen, Norway, 9p.
- Shuttle, D. A., & Jefferies, M. G. (2000). Prediction and Validation of Compaction Grout Effectiveness. In *Advances in Grouting and Ground Modification. Proceedings of Sessions of Geo-Denver 2000*. Edited by Raymond J. Krizek and Kevin Sharp. Geotechnical Special Publication No. 104. Reston, VA: ASCE, 17 p.
- Shweiger, F. H., Kummerer, C., Otterbein, R., & Falk, E. (2004). Numerical modelling of settlement compensation by means of fracture grouting. *Soils and Foundations*, 44(1), pp. 71-86.
- Soga, K., Komiya, K., Akagi, H., Jafari, M.R., and Bolton, M.D. (2001). Soil consolidation associated with grouting during shield tunnelling in soft clayey ground. *Géotechnique* 51(10): 835–846.
- Tunçdemir, F. (2007). Theoretical and Practical Aspects of Compaction Grouting. *Teknik Dergi*, 18(1), pp. 4069-4080.
- Tecnogeo (2009). *Metodologia Jet Grouting*. Tecnogeo, São Paulo, SP, pp 1-9.
- Üçer, S. (2006). Comparison of 2D and 3D finite element models of tunnel advance in soft ground: a case study on Bolu Tunnels. Masters Thesis. Graduate School of Natural and Applied Sciences, Turkey, 116 p.
- Warner, J. (2004) *Practical Handbook of Grouting: Soil, Rock and Structures*. Hoboken, New Jersey, John Wiley & Sons, Inc. 632 p.
- Xanthakos, P.P., Abramson, L.W., Bruce, D.A. (1994). *Ground Control and Improvement*. New York, NY, John Wiley & Sons, Inc. pp. 75-683.
- Xue, Y., Zhang, X., Li, S., Qiu, D., Su, M., Li, L., ... & Tao, Y. (2017). Analysis of factors influencing tunnel deformation in loess deposits by data mining: A deformation prediction model. *Engineering Geology*. pp. 94-103.
- Zhang, J. (2013). Borehole stability analysis accounting for anisotropies in drilling to weak bedding planes. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 60, pp. 160–170.

---

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Zirlis, A. C., Souza, G. J. T., Pitta, C.A. (2015). Manual de Serviços Geotécnicos. Solotrat, São Paulo, SP, 93 p.

Zuluaga, F.A. (2015). Estimativa da Capacidade de Carga e Recalque de Fundações Tipo Alluvial Anker no Solo do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Publicação G-DM-249/2015, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 109 p.

APÊNDICE

### **A. RESULTADOS DOS ENSAIOS GEOFÍSICOS**

Os ensaios de GPR, como visto no capítulo 4, não obtiveram resultados relevantes, com geração de imagens incorreta devido à reflexão do pavimento de paralelepípedos intertravados. Já os ensaios MASW apresentaram resultados cuja interpretação era possível, mas cuja dispersão impossibilitava tecer quaisquer comentários acerca das alterações do maciço devido às injeções.

As Fig. A.1 a A.6 ilustram os resultados das linhas que obtiveram melhor resolução dos resultados antes e após a execução das injeções. Os ensaios geofísicos prévios às injeções foram realizados no dia 24/07/2017. A execução das injeções foi finalizada no dia 05/08/2017 e os ensaios geofísicos posteriores foram realizados no dia 06/09/2017.

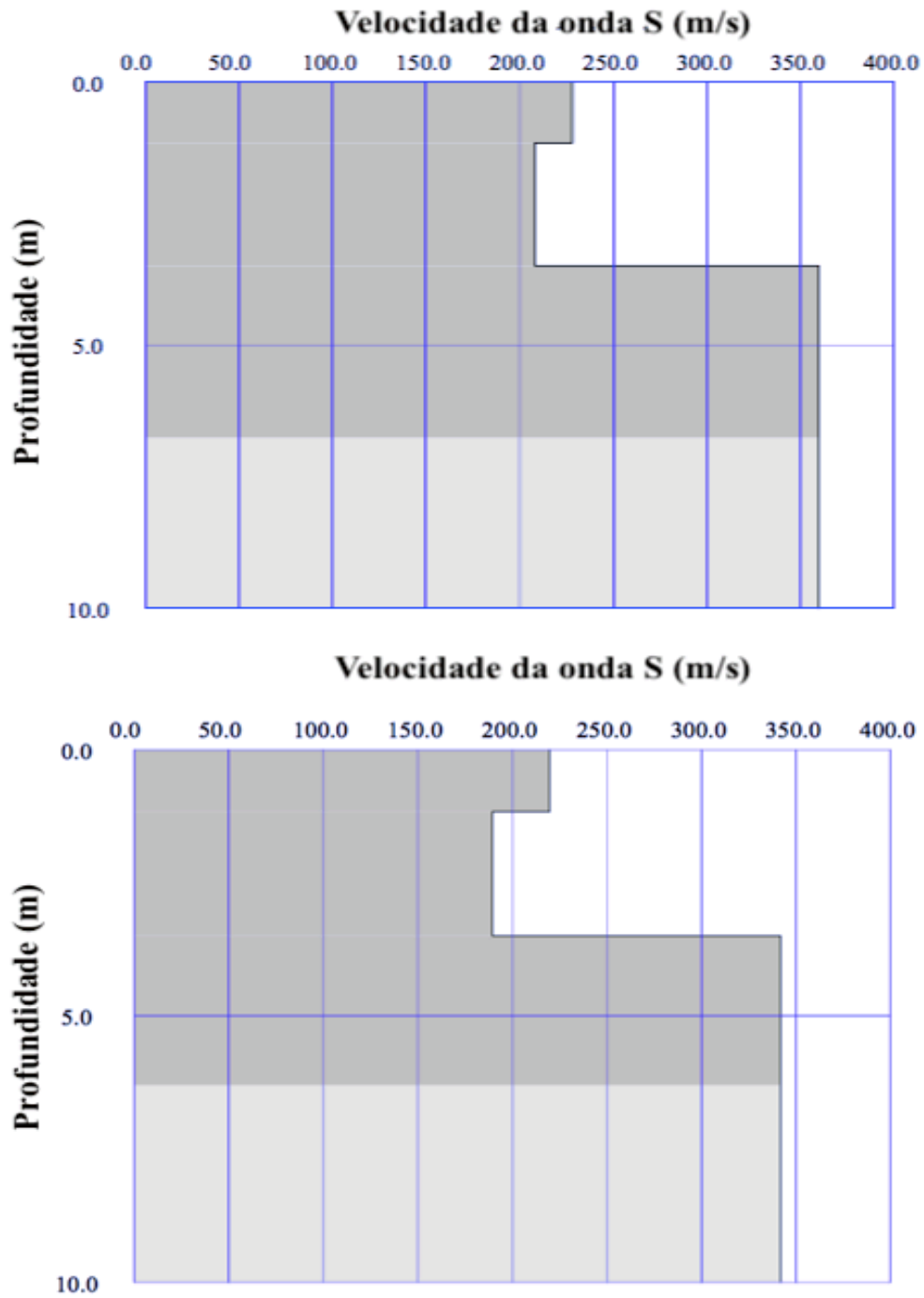


Figura A.1 - Fonte emissora posicionada a 2 m da origem da Linha 1. Acima resultados antes das injeções e abaixo resultados após as injeções

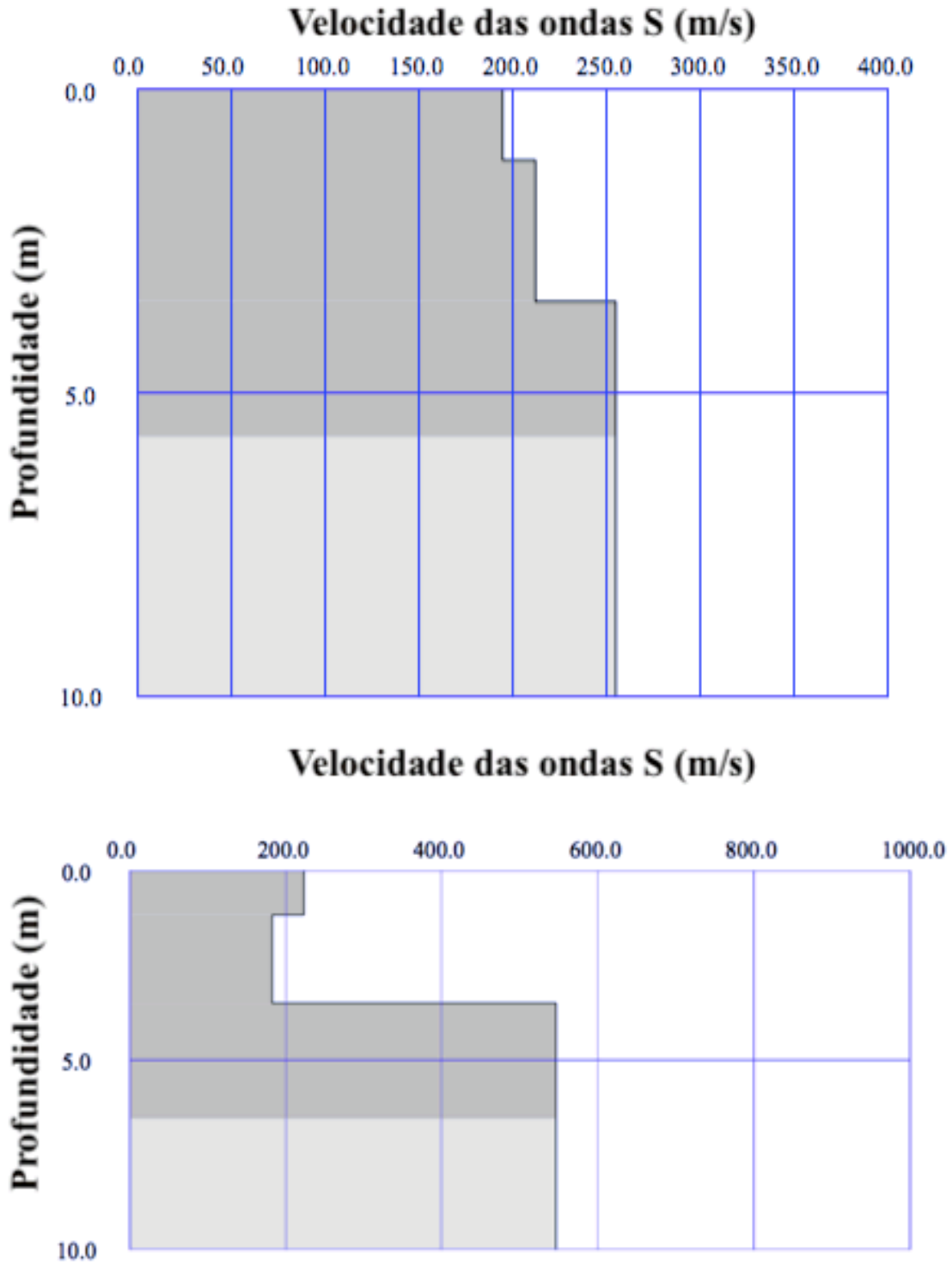


Figura A.2 - Fonte emissora posicionada a 3 m da origem da Linha 1. Acima resultados antes das injeções e abaixo resultados após as injeções



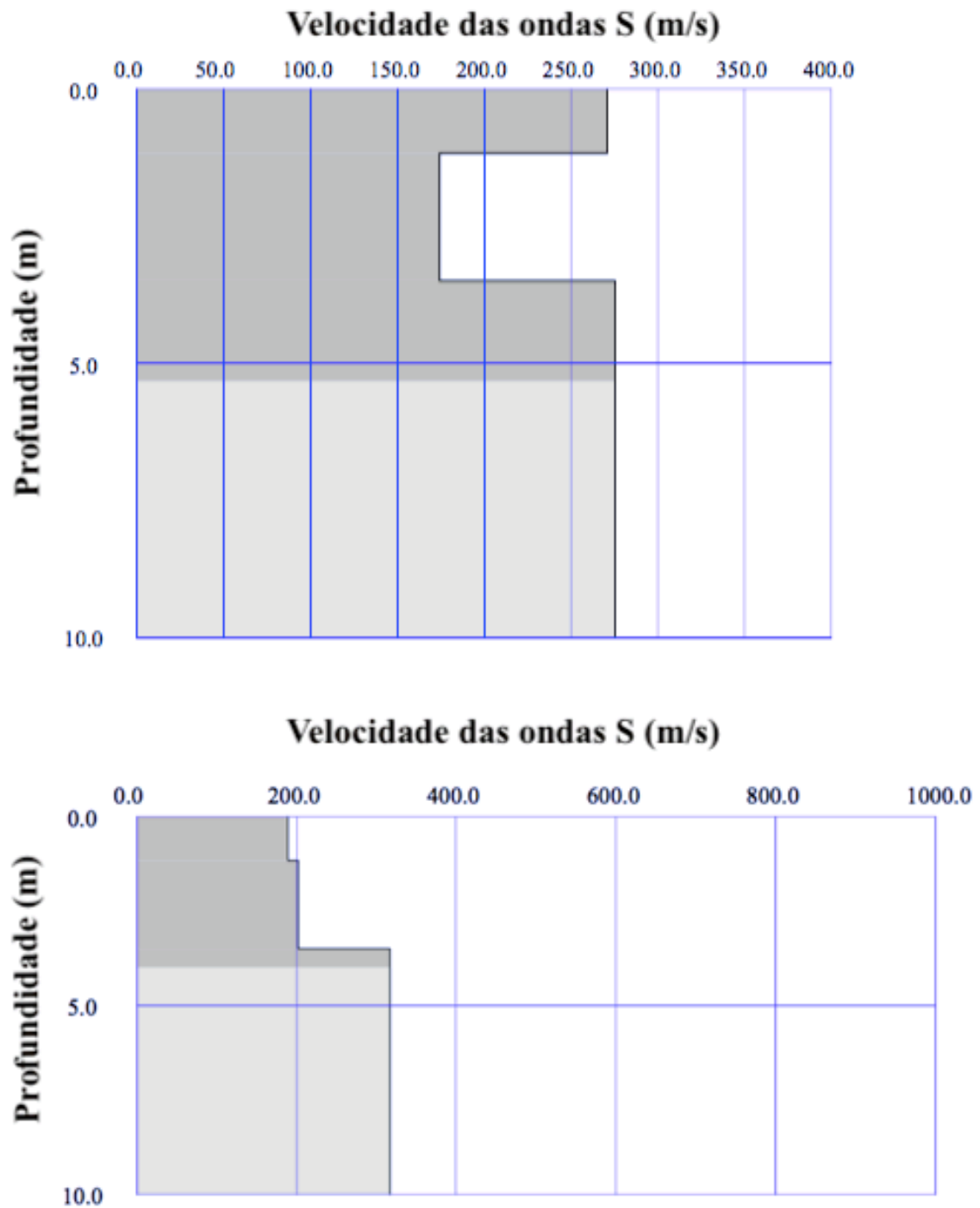


Figura A.3 - Fonte emissora posicionada a 7 m da origem da Linha 1. Acima resultados antes das injeções e abaixo resultados após as injeções

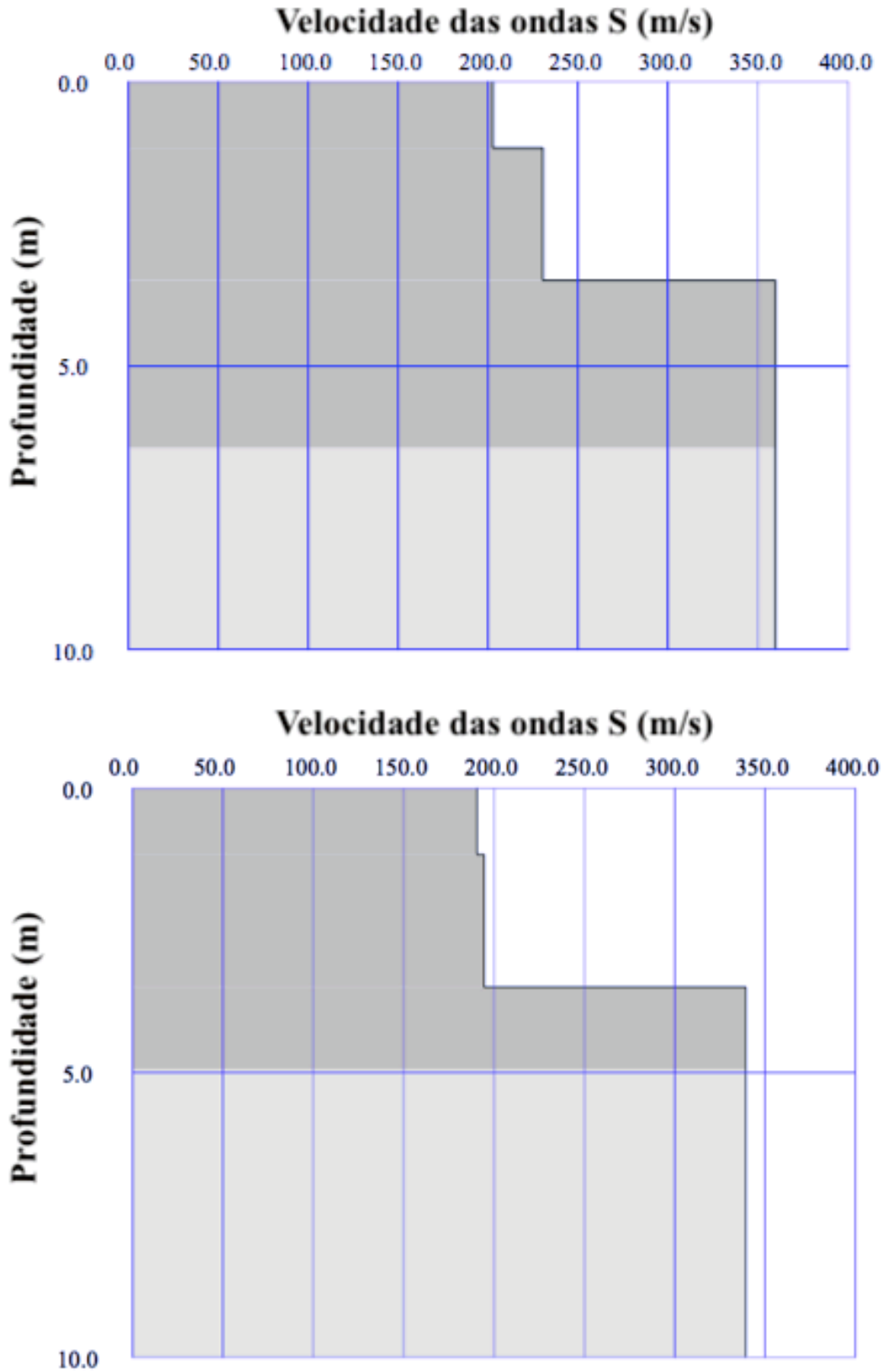


Figura A.4 - Fonte emissora posicionada a 2 m da origem da Linha 2. Acima resultados antes das injeções e abaixo resultados após as injeções

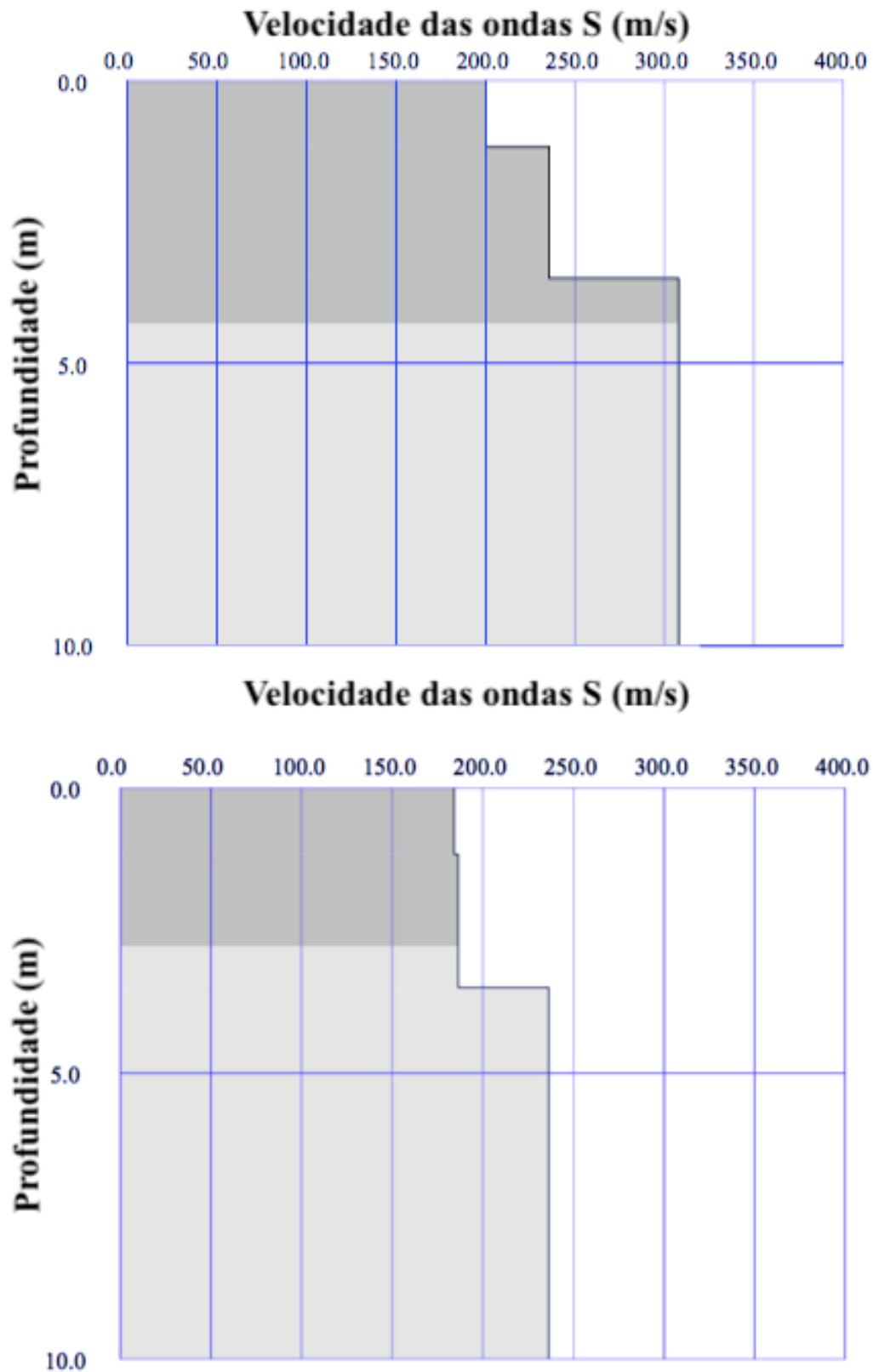


Figura A.5 - Fonte emissora posicionada a 4 m da origem da Linha 2. Acima resultados antes das injeções e abaixo resultados após as injeções

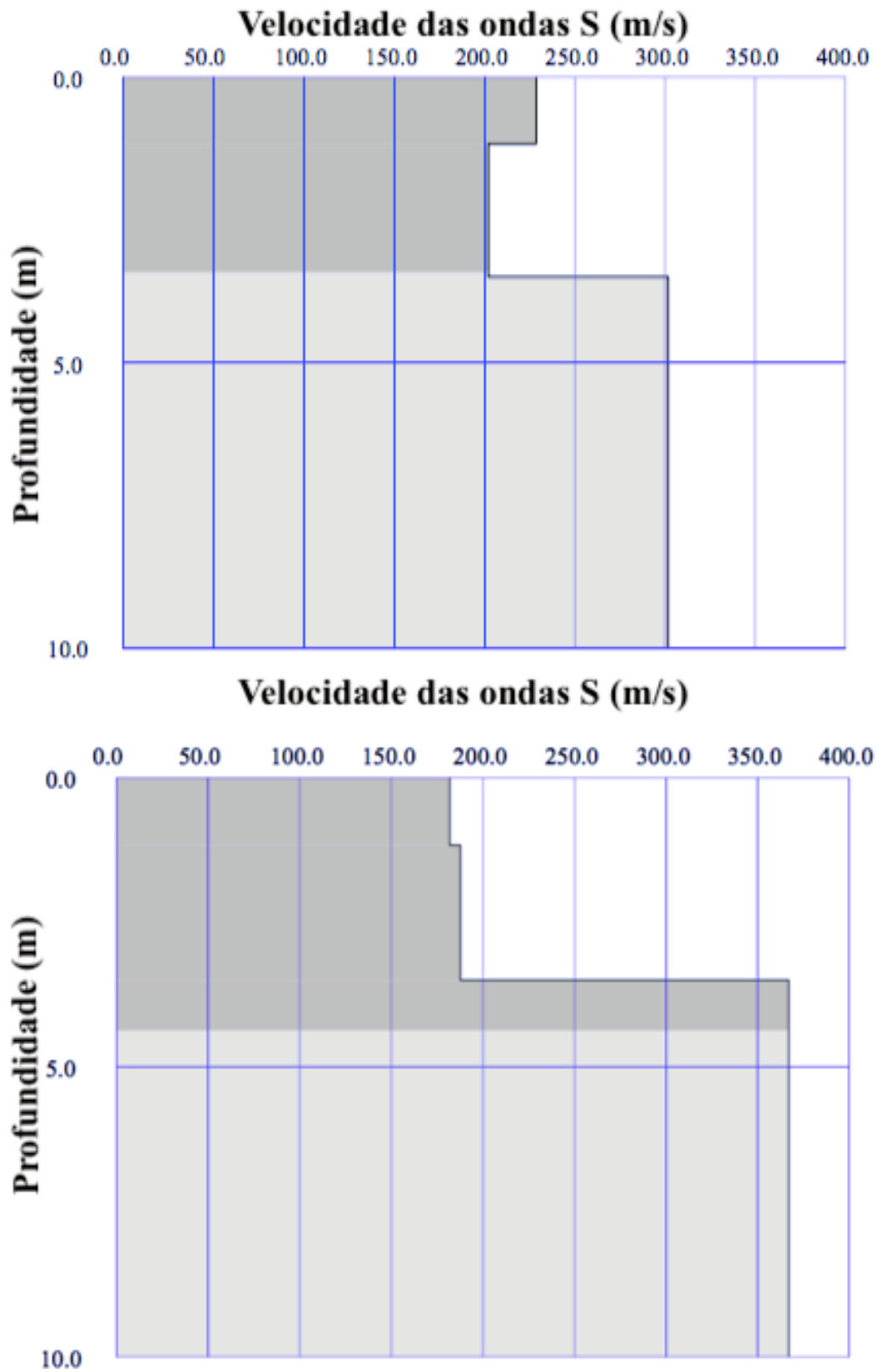


Figura A.6 - Fonte emissora posicionada a 6 m da origem da Linha 2. Acima resultados antes das injeções e abaixo resultados após as injeções

## B. BOLETINS DA EXECUÇÃO DAS INJEÇÕES

O controle executivo é obrigatório na execução de injeções. Os boletins fornecem diversas informações que possibilitam esclarecer a interação do terreno com o fluido injetado e se as previsões de projeto quanto à injetabilidade eram corretas. Para a execução experimental de injeções no campo experimental da Solotrat boletins de controle foram feitos para cada furo de injeção, conforme pode ser observado abaixo. V.I é o volume injetado na etapa do processo em questão, P.A é a pressão de abertura da manchete e é P.I a pressão de injeção. As pressões recordadas nos boletins são as totais. As pressões líquidas (pressão que chega no solo) são aproximadamente 200 kPa inferiores às pressões totais devido à perda de carga do sistema, e.g., uma P.I. igual a 400 kPa corresponde a uma pressão líquida de 200 kPa.

<b>PROJETO :</b>	<b>DISSERTAÇÃO MAX BARBOSA - UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA</b>				
<b>LOCAL :</b>	<b>SEDE SOLOTRAT CENTRO-OESTE</b>				
<b>Nº DO FURO:</b>	<b>1</b>	<b>PROF. DO FURO (M):</b>	<b>3,5</b>	<b>TRAÇO:</b>	<b>0,5</b>
<b>DATA DA BAINHA:</b>	<b>31/07/17</b>	<b>V.I (m<sup>3</sup>)</b>	<b>0.08</b>		
<b>Fase Única</b>					
<b>DATA</b>	<b>01/08/17</b>				
<b>MANCHETE Nº</b>	<b>P.A (kPa)</b>	<b>P.I (kPa)</b>	<b>V.I (m<sup>3</sup>)</b>	<b>DURAÇÃO (s)</b>	<b>OBS</b>
1	700	400	0.04	100	
2	900	400	0.04	119	
3	800	400	0.04	114	
4	1200	400	0.04	133	
5	800	400	0.04	111	
6	700	400	0.04	115	
7	800	400	0.04	118	
8	1200	400	0.04	151	
9	NA	0	0	-	
<b>TOTAL V.I (m<sup>3</sup>)</b>			<b>0.32</b>		

NA = Manchete não abriu

Vazou = Volume não foi totalmente injetado

APÊNDICE

<b>PROJETO :</b>	<b>DISSERTAÇÃO MAX BARBOSA - UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA</b>				
<b>LOCAL :</b>	<b>SEDE SOLOTRAT CENTRO-OESTE</b>				
<b>Nº DO FURO</b>	<b>2</b>	<b>PROF. DO FURO (M):</b>	<b>3,5</b>	<b>TRAÇO:</b>	<b>0,5</b>
<b>DATA DA BAINHA:</b>	<b>31/07/17</b>	<b>V.I (m<sup>3</sup>)</b>	<b>0.08</b>		
<b>Fase Única</b>					
<b>DATA</b>	<b>01/08/17</b>				
<b>MANCHETE Nº</b>	<b>P.A (kPa)</b>	<b>P.I (kPa)</b>	<b>V.I (m<sup>3</sup>)</b>	<b>DURAÇÃO (s)</b>	<b>OBS</b>
1	800	400	0.04	112	
2	750	400	0.04	112	
3	800	400	0.04	115	
4	900	400	0.04	126	
5	900	400	0.04	125	
6	800	400	0.04	115	
7	2000	400	0.04	202	
8	1800	400	0.04	171	
9	1200	400	0.04	154	
<b>TOTAL V.I (m<sup>3</sup>)</b>			<b>0.36</b>		

NA = Manchete não abriu

Vazou = Volume não foi totalmente injetado

<b>PROJETO :</b>	<b>DISSERTAÇÃO MAX BARBOSA - UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA</b>				
<b>LOCAL :</b>	<b>SEDE SOLOTRAT CENTRO-OESTE</b>				
<b>Nº DO FURO</b>	<b>3</b>	<b>PROF. DO FURO (M):</b>	<b>3,5</b>	<b>TRAÇO:</b>	<b>0,5</b>
<b>DATA DA BAINHA:</b>	<b>31/07/17</b>	<b>V.I (m<sup>3</sup>)</b>	<b>0.08</b>		
<b>Fase Única</b>					
<b>DATA</b>	<b>01/08/17</b>				
<b>MANCHETE Nº</b>	<b>P.A (kPa)</b>	<b>P.I (kPa)</b>	<b>V.I (m<sup>3</sup>)</b>	<b>DURAÇÃO (s)</b>	<b>OBS</b>
1	1400	400	0.04	140	
2	1000	400	0.04	168	
3	1000	400	0.04	165	
4	1200	400	0.04	135	
5	1000	400	0.04	110	
6	1000	400	0.04	112	
7	1000	400	0.04	110	
8	1200	400	0.04	132	
9	1400	400	0.04	161	
<b>TOTAL V.I (m<sup>3</sup>)</b>			<b>0.36</b>		

NA = Manchete não abriu

Vazou = Volume não foi totalmente injetado

APÊNDICE

PROJETO :	DISSERTAÇÃO MAX BARBOSA - UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA				
LOCAL :	SEDE SOLOTRAT CENTRO-OESTE				
Nº DO FURO	4	PROF. DO FURO (M):	3,5	TRAÇO:	0,5
DATA DA BAINHA:	31/07/17	V.I (m <sup>3</sup> )	0.08		
Fase Única					
DATA	01/08/17				
MANCHETE Nº	P.A (kPa)	P.I (kPa)	V.I (m <sup>3</sup> )	DURAÇÃO (s)	OBS
1	1200	400	0.04	133	
2	1000	400	0.04	125	
3	1400	400	0.04	142	
4	1400	400	0.04	131	
5	1400	400	0.04	131	
6	1000	400	0.04	121	
7	1400	400	0.04	140	
8	2000	400	0.04	220	
9	1400	400	0.04	185	
TOTAL V.I (m <sup>3</sup> )			0.36		

NA = Manchete não abriu

Vazou = Volume não foi totalmente injetado

PROJETO :	DISSERTAÇÃO MAX BARBOSA - UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA				
LOCAL :	SEDE SOLOTRAT CENTRO-OESTE				
Nº DO FURO	5	PROF. DO FURO (M):	3,5	TRAÇO:	0,5
DATA DA BAINHA:	01/08/17	V.I (m <sup>3</sup> )	0.08		
Fase Única					
DATA	02/08/17				
MANCHETE Nº	P.A (kPa)	P.I (kPa)	V.I (m <sup>3</sup> )	DURAÇÃO (s)	OBS
1	1000	600	0.04	122	
2	1000	600	0.04	126	
3	1000	600	0.04	128	
4	1200	600	0.04	134	
5	1400	600	0.04	141	
6	1600	600	0.04	162	
7	2000	600	0.04	214	
8	2200	600	0.04	225	
9	1800	600	0.04	207	
TOTAL V.I (m <sup>3</sup> )			0.36		

NA = Manchete não abriu

Vazou = Volume não foi totalmente injetado

APÊNDICE

PROJETO :	DISSERTAÇÃO MAX BARBOSA - UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA				
LOCAL :	SEDE SOLOTRAT CENTRO-OESTE				
Nº DO FURO	6	PROF. DO FURO (M):	3,5	TRAÇO:	0,5
DATA DA BAINHA:	01/08/17	V.I (m <sup>3</sup> )	0.08		
Fase Única					
DATA	02/08/17				
MANCHETE Nº	P.A (kPa)	P.I (kPa)	V.I (m <sup>3</sup> )	DURAÇÃO (s)	OBS
1	1000	600	0.04	116	
2	1200	600	0.04	154	
3	1800	600	0.04	206	
4	1200	600	0.04	160	
5	1200	600	0.04	160	
6	900	600	0.04	135	
7	1800	600	0.04	185	
8	1200	600	0.04	158	
9	1600	600	0.04	166	
TOTAL V.I (m <sup>3</sup> )			0.36		

NA = Manchete não abriu

Vazou = Volume não foi totalmente injetado

PROJETO :	DISSERTAÇÃO MAX BARBOSA - UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA				
LOCAL :	SEDE SOLOTRAT CENTRO-OESTE				
Nº DO FURO	7	PROF. DO FURO (M):	3,5	TRAÇO:	0,5
DATA DA BAINHA:	01/08/17	V.I (m <sup>3</sup> )	0.08		
Fase Única					
DATA	02/08/17				
MANCHETE Nº	P.A (kPa)	P.I (kPa)	V.I (m <sup>3</sup> )	DURAÇÃO (s)	OBS
1	1200	600	0.04	130	
2	1000	600	0.04	122	
3	900	600	0.04	120	
4	900	600	0.04	120	
5	1200	600	0.04	128	
6	900	600	0.04	121	
7	1200	600	0.04	133	
8	1200	600	0.04	135	
9	Vazou	600	0.02	180	
TOTAL V.I (m <sup>3</sup> )			0.34		

NA = Manchete não abriu

Vazou = Volume não foi totalmente injetado



APÊNDICE

<b>PROJETO :</b>	<b>DISSERTAÇÃO MAX BARBOSA - UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA</b>				
<b>LOCAL :</b>	<b>SEDE SOLOTRAT CENTRO-OESTE</b>				
<b>Nº DO FURO</b>	<b>8</b>	<b>PROF. DO FURO (M):</b>		<b>3,5</b>	<b>TRAÇO: 0,5</b>
<b>DATA DA BAINHA:</b>	<b>01/08/17</b>	<b>V.I (m<sup>3</sup>)</b>	<b>0.08</b>		
<b>Fase Única</b>					
<b>DATA</b>	<b>02/08/17</b>				
<b>MANCHETE Nº</b>	<b>P.A (kPa)</b>	<b>P.I (kPa)</b>	<b>V.I (m<sup>3</sup>)</b>	<b>DURAÇÃO (s)</b>	<b>OBS</b>
1	1400	600	0.04	142	
2	1200	600	0.04	128	
3	1000	600	0.04	122	
4	1000	600	0.04	120	
5	1300	600	0.04	128	
6	1000	600	0.04	119	
7	1600	600	0.04	154	
8	1200	600	0.04	130	
9	1600	600	0.04	152	
<b>TOTAL V.I (m<sup>3</sup>)</b>			<b>0.36</b>		

NA = Manchete não abriu

Vazou = Volume não foi totalmente injetado

<b>PROJETO :</b>	<b>DISSERTAÇÃO MAX BARBOSA - UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA</b>				
<b>LOCAL :</b>	<b>SEDE SOLOTRAT CENTRO-OESTE</b>				
<b>Nº DO FURO</b>	<b>9</b>	<b>PROF. DO FURO (M):</b>		<b>3,5</b>	<b>TRAÇO: 0,5</b>
<b>DATA DA BAINHA:</b>	<b>01/08/17</b>	<b>V.I (m<sup>3</sup>)</b>	<b>0.08</b>		
<b>Fase Única</b>					
<b>DATA</b>	<b>02/08/17</b>				
<b>MANCHETE Nº</b>	<b>P.A (kPa)</b>	<b>P.I (kPa)</b>	<b>V.I (m<sup>3</sup>)</b>	<b>DURAÇÃO (s)</b>	<b>OBS</b>
1	1200	600	0.04	126	
2	1200	600	0.04	125	
3	1000	600	0.04	117	
4	1000	600	0.04	119	
5	1000	600	0.04	114	
6	800	600	0.04	106	
7	1400	600	0.04	134	
8	1400	600	0.04	134	
9	Vazou	600	0.04	180	
<b>TOTAL V.I (m<sup>3</sup>)</b>			<b>0.36</b>		

NA = Manchete não abriu

Vazou = Volume não foi totalmente injetado

APÊNDICE

<b>PROJETO :</b>	<b>DISSERTAÇÃO MAX BARBOSA - UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA</b>				
<b>LOCAL :</b>	<b>SEDE SOLOTRAT CENTRO-OESTE</b>				
<b>Nº DO FURO</b>	<b>10</b>	<b>PROF. DO FURO (M):</b>		<b>3,5</b>	<b>TRAÇO: 0,5</b>
<b>DATA DA BAINHA:</b>	<b>01/08/17</b>	<b>V.I (m<sup>3</sup>)</b>	<b>0.08</b>		
<b>Fase Única</b>					
<b>DATA</b>	<b>02/08/17</b>				
<b>MANCHETE Nº</b>	<b>P.A (kPa)</b>	<b>P.I (kPa)</b>	<b>V.I (m<sup>3</sup>)</b>	<b>DURAÇÃO (s)</b>	<b>OBS</b>
1	1000	800	0.04	104	
2	1000	800	0.04	104	
3	1000	800	0.04	102	
4	1000	800	0.04	102	
5	1000	800	0.04	102	
6	800	800	0.04	94	
7	1000	800	0.04	99	
8	1400	800	0.04	132	
9	Vazou	0	0	-	
<b>TOTAL V.I (m<sup>3</sup>)</b>			<b>0.32</b>		

NA = Manchete não abriu

Vazou = Volume não foi totalmente injetado

<b>PROJETO :</b>	<b>DISSERTAÇÃO MAX BARBOSA - UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA</b>				
<b>LOCAL :</b>	<b>SEDE SOLOTRAT CENTRO-OESTE</b>				
<b>Nº DO FURO</b>	<b>11</b>	<b>PROF. DO FURO (M):</b>		<b>3,5</b>	<b>TRAÇO: 0,5</b>
<b>DATA DA BAINHA:</b>	<b>01/08/17</b>	<b>V.I (m<sup>3</sup>)</b>	<b>0.08</b>		
<b>Fase Única</b>					
<b>DATA</b>	<b>02/08/17</b>				
<b>MANCHETE Nº</b>	<b>P.A (kPa)</b>	<b>P.I (kPa)</b>	<b>V.I (m<sup>3</sup>)</b>	<b>DURAÇÃO (s)</b>	<b>OBS</b>
1	1000	800	0.04	104	
2	2600	800	0.04	236	
3	1000	800	0.04	122	
4	1000	800	0.04	114	
5	1600	800	0.04	154	
6	1000	800	0.04	114	
7	1000	800	0.04	110	
8	1400	800	0.04	138	
9	Vazou	0	0	-	
<b>TOTAL V.I (m<sup>3</sup>)</b>			<b>0.32</b>		

NA = Manchete não abriu

Vazou = Volume não foi totalmente injetado

APÊNDICE

<b>PROJETO :</b>	<b>DISSERTAÇÃO MAX BARBOSA - UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA</b>				
<b>LOCAL :</b>	<b>SEDE SOLOTRAT CENTRO-OESTE</b>				
<b>Nº DO FURO</b>	<b>12</b>	<b>PROF. DO FURO (M):</b>		<b>3,5</b>	<b>TRAÇO: 0,5</b>
<b>DATA DA BAINHA:</b>	<b>01/08/17</b>	<b>V.I (m<sup>3</sup>)</b>	<b>0.08</b>		
<b>Fase Única</b>					
<b>DATA</b>	<b>02/08/17</b>				
<b>MANCHETE Nº</b>	<b>P.A (kPa)</b>	<b>P.I (kPa)</b>	<b>V.I (m<sup>3</sup>)</b>	<b>DURAÇÃO (s)</b>	<b>OBS</b>
1	1000	800	0.04	102	
2	1400	800	0.04	128	
3	1200	800	0.04	122	
4	1000	800	0.04	108	
5	1200	800	0.04	118	
6	1000	800	0.04	107	
7	1200	800	0.04	118	
8	1000	800	0.04	108	
9	Vazou	800	0	-	
<b>TOTAL V.I (m<sup>3</sup>)</b>			<b>0.32</b>		

NA = Manchete não abriu

Vazou = Volume não foi totalmente injetado

<b>PROJETO :</b>	<b>DISSERTAÇÃO MAX BARBOSA - UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA</b>				
<b>LOCAL :</b>	<b>SEDE SOLOTRAT CENTRO-OESTE</b>				
<b>Nº DO FURO</b>	<b>13</b>	<b>PROF. DO FURO (M):</b>		<b>3,5</b>	<b>TRAÇO: 0,5</b>
<b>DATA DA BAINHA:</b>	<b>01/08/17</b>	<b>V.I (m<sup>3</sup>)</b>	<b>0.08</b>		
<b>Fase Única</b>					
<b>DATA</b>	<b>02/08/17</b>				
<b>MANCHETE Nº</b>	<b>P.A (kPa)</b>	<b>P.I (kPa)</b>	<b>V.I (m<sup>3</sup>)</b>	<b>DURAÇÃO (s)</b>	<b>OBS</b>
1	1600	800	0.04	161	
2	1000	800	0.04	114	
3	1200	800	0.04	129	
4	1200	800	0.04	127	
5	1000	800	0.04	116	
6	1000	800	0.04	114	
7	1200	800	0.04	135	
8	Vazou	800	0	-	
9	Vazou	800	0	-	
<b>TOTAL V.I (m<sup>3</sup>)</b>			<b>0.28</b>		

NA = Manchete não abriu

Vazou = Volume não foi totalmente injetado


## C. RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Corpos de prova de calda de cimento, após regularização em torneiro mecânico, foram testados em ensaios de compressão simples e de carga puntiforme, ensaios realizados no INFRALAB/UnB. As Fig. C.1 e C.2 exibem os boletins de laboratório.

Ensaio de carga puntiforme (Point Load Test)					
<b>Trabalho:</b> Condicionamento de maciços		<b>Responsáveis:</b> Barbosa & Assis		<b>Laboratório:</b> InfraLab - DF	<b>Data:</b> 16/11/2017
<b>Material ensaiado</b> Nata de cimento (a/c = 0,5), 90 dias de idade			<b>Norma Técnica</b> ASTM D 7012/04		<b>Equipamento</b> HM-3000
Número Corpo de Prova	Diâmetro (mm)	Carga de Ruptura (ton)	Resistência à Compressão Simples (MPa)	Resistência Característica à Compressão (MPa)	E (Gpa)*
1	35	45,19	46,97	39,38 +/- 5,72	24,60 +/- 3,57
2	35	29,29	30,44		
3	35	37,42	38,89		
4	35	37,11	38,57		
5	35	45,83	47,64		
6	35	33,42	34,74		
7	35	36,60	38,04		

\*  
 $E = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}}$  para  $f_{ck}$  de 20 MPa a 50 MPa;  
 $\alpha_E = 1,2$  para basalto e diabásio  
 $\alpha_E = 1,0$  para granito e gnaisse  
 $\alpha_E = 0,9$  para calcário  
 $\alpha_E = 0,7$  para arenito  
 Considerou-se por razões conservativas o fator relacionado a um arenito

Figura C.1 - Boletim de laboratório dos ensaios de compressão simples, com correlação do módulo de Young a partir de ABNT NBR 6118 (2014)

 <b>Ensaio de carga puntiforme (Point Load Test)</b>					
<b>Trabalho:</b> Condicionamento de maciços		<b>Responsáveis:</b> Barbosa & Assis		<b>Laboratório:</b> InfraLab - DF	<b>Data:</b> 16/11/2017
<b>Material ensaiado</b> Nata de cimento (a/c = 0,5), 90 dias de idade			<b>Norma Técnica</b> ASTM D 5031/08		<b>Equipamento</b> SINCO PLT
Número Corpo de Prova	Diâmetro (mm)	Pressão de Ruptura (kPa)	Pressão de Ruptura Corrigida (kPa)	Pressão Corrigida (Is50) (kPa)*	Fator a (advindo ensaios comp. simples)
1	40	1000	1413,22	1663,56	23,67
2	40	800	1130,58		
3	40	1600	2261,16		
4	40	700	989,26		
5	40	1050	1483,88		
6	40	1200	1695,87		
7	40	1400	1978,51		
8	35	1000	1738,19		
9	35	900	1564,37		
10	35	1200	2085,83		

\*Despreza-se os dois maiores e menores valores e faz-se a média com os seis remanescentes

Figura C.2 - Boletim de laboratório dos ensaios de carga puntiforme

## D. MÉTODO DE HOEK E DESLOCAMENTOS TOTAIS

Para as propriedades equivalentes das injeções, devido às limitações do software, fossem realistas, utilizou-se o método de Hoek (2003). O diâmetro das injeções foi assumido como o dobro do diâmetro do furo executado, i.e. 0,15 m, por conta do espaçamento de 2,0 m entre elementos *plate* ser necessária para que as simulações convergissem. Assim, como os elementos *plate* no PLAXIS tem como dados de entrada o módulo de rigidez normal (EA) e o módulo de rigidez à flexão (EI) fez-se a média ponderada dos valores de EA e EI para a obtenção de módulos de rigidez normal e à flexão efetivos. A área do maciço envolvida baseou-se nas recomendações de Hoek (2003); no caso considerou-se um retângulo de 0,15 m de lado (diâmetro considerado das injeções) e 2,0 m de comprimento (espaçamento da suposta malha). Dessa forma havia dois pontos de injeção consideradas como quadrados de 0,15 m de lado e um espaço entre eles de 1,7 m, ocupado pela argila porosa.

Considerou-se que somente a bainha foi executada, sem que a calda extravasasse para o restante do maciço envolvido, já que a melhoria advinda da compactação e fraturamento gerados foi considerada pela alteração do módulo de Young do solo local além de que a previsão do formato das injeções ainda não é satisfatória. Com essas informações chegou-se aos seguintes parâmetros de entrada, descritos na Tab. IV.1.

Tabela IV.1 – Parâmetros de cálculo para a análise do emboque A-A

Elemento	Área (m <sup>2</sup> )	E (MPa)	I (m <sup>4</sup> )	EI (kNm <sup>2</sup> )	EA (kN)
Argila Porosa	0,255	1,73	4,29 . 10 <sup>-3</sup>	7,42	441,15
Calda de cimento	0,023	20000	4,22 . 10 <sup>-5</sup>	844	460000

Com esses dados, chegou-se a:

$$EI = \frac{(7,42+844 \times 2)}{3} = 565,14 \text{ kN};$$

e

$$EA = \frac{(441,15+460000 \times 2)}{3} = 306813,72 \text{ kNm}^2.$$

## APÊNDICE

Apesar de os deslocamentos superficiais terem sido o enfoque desta dissertação entende-se que a apresentação dos deslocamentos totais sombreados auxilia a elucidação do comportamento típico dos deslocamentos devido à construção do túnel. As Fig. D.1 a D.6 ilustram esses deslocamentos totais com o modelo HS. Todas as figuras ilustram as seções médias do túnel (e.g. se comprimento na direção z era igual a 50,0 m a seção média era a seção a 25,0 m) sob as condições especificadas nas figuras.

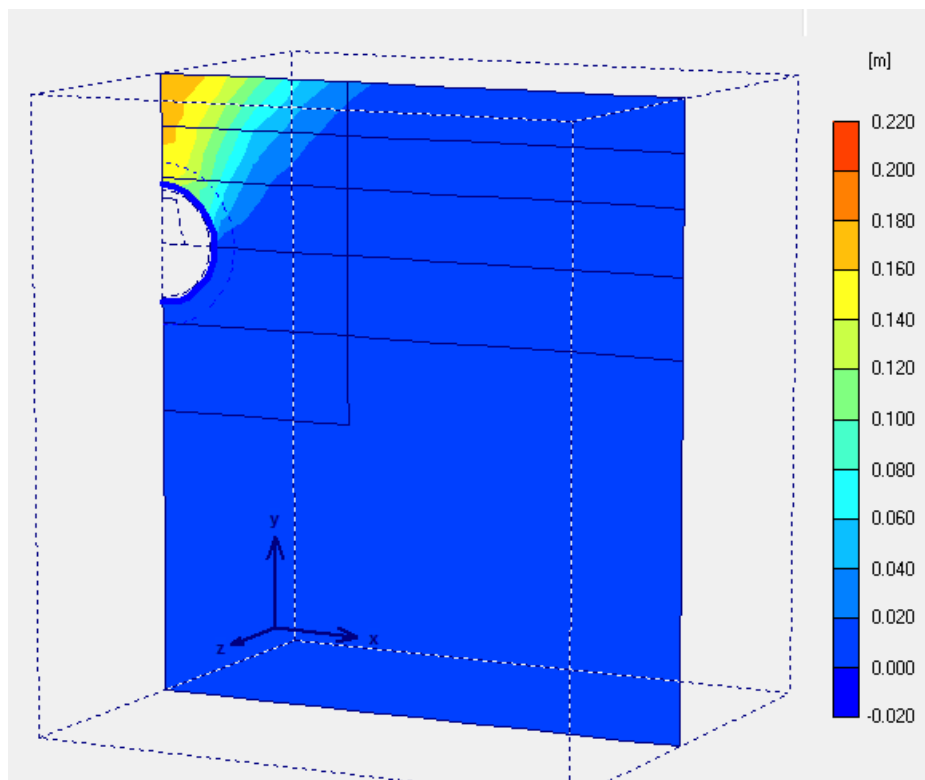


Figura D.1 – Deslocamentos totais da simulação sem injeções cimentícias, com avanço de 2,4 m

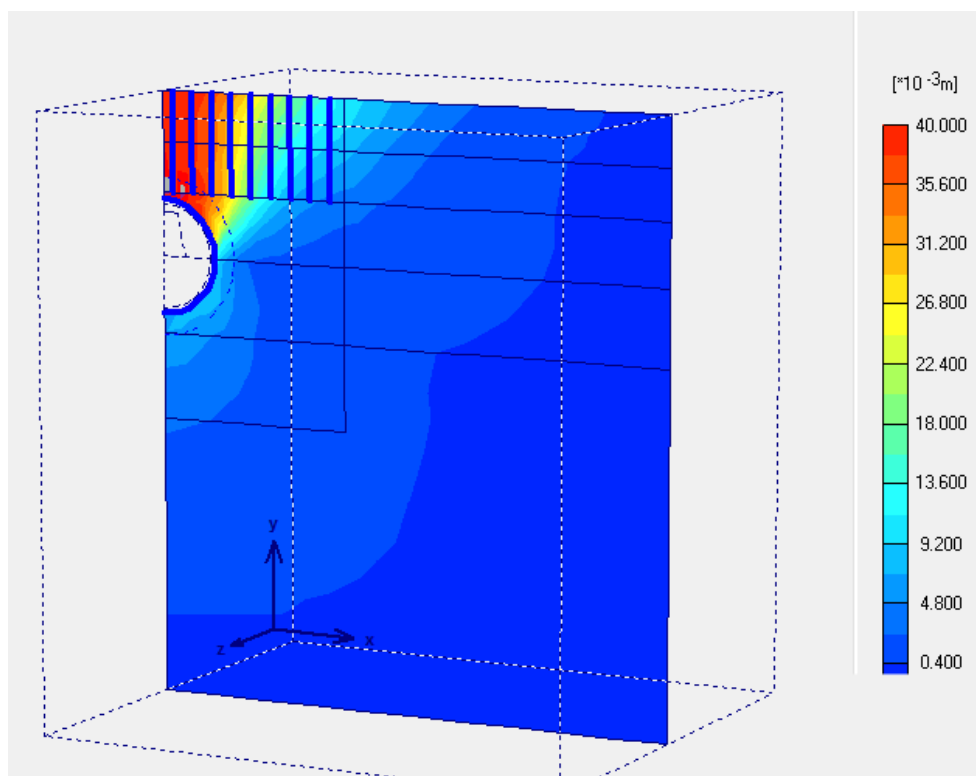


Figura D.2 – Deslocamentos totais da simulação com injeções cimentícias, com avanço de 2,4 m

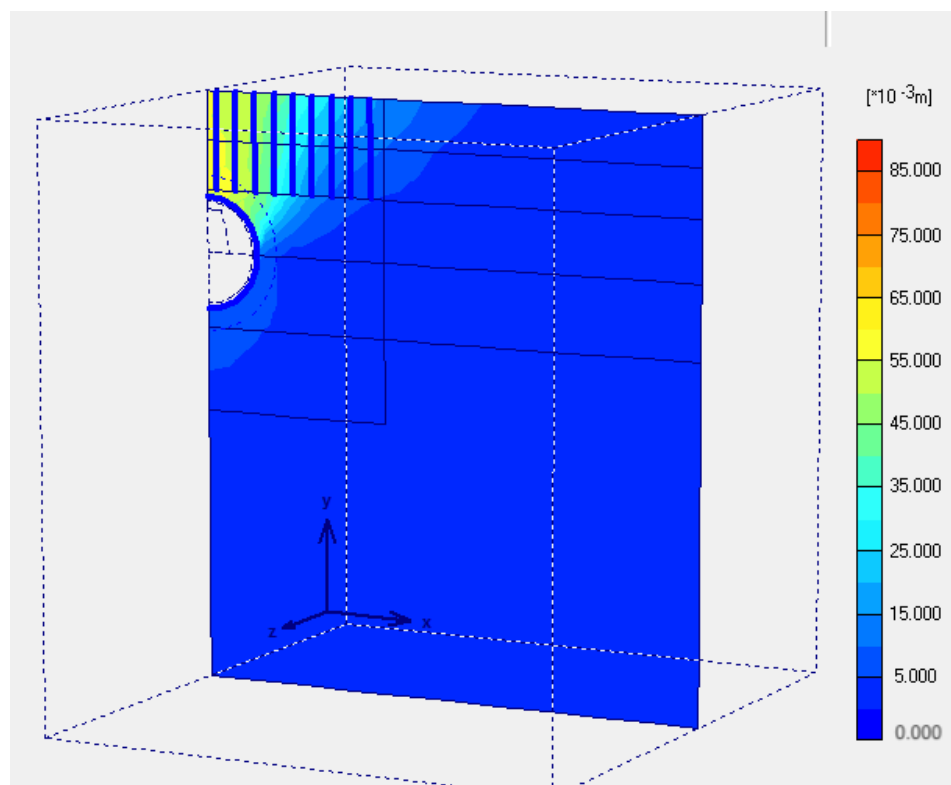


Figura D.3 – Deslocamentos totais da simulação com injeções cimentícias, com avanço de 3,0 m



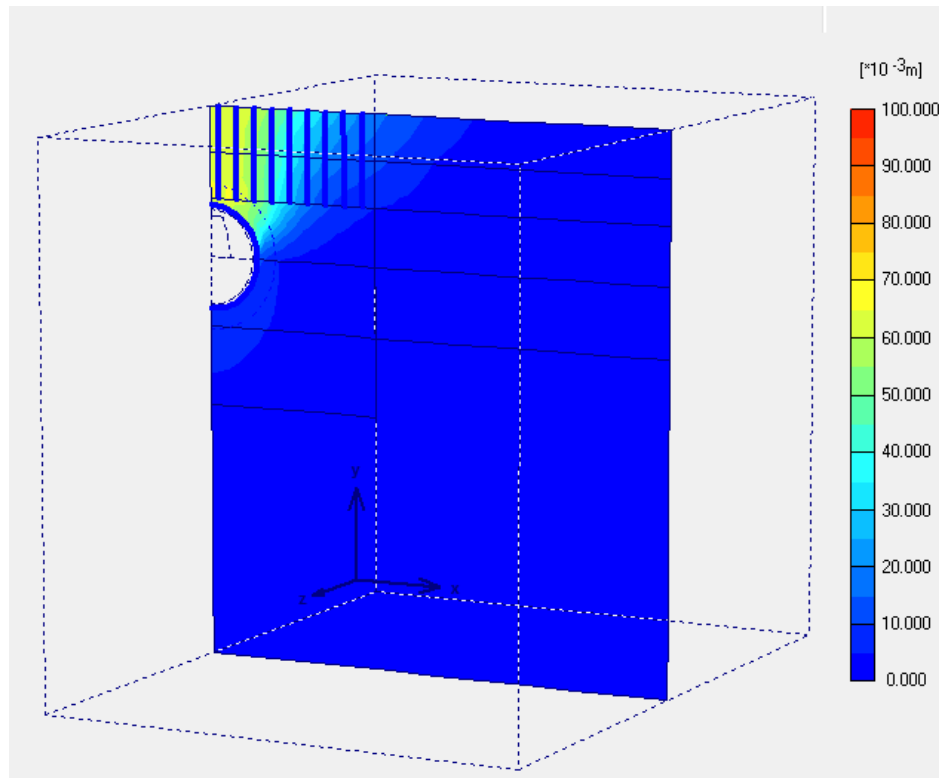


Figura D.4 – Deslocamentos totais da simulação com injeções cimentícias, com avanço de 3,5 m

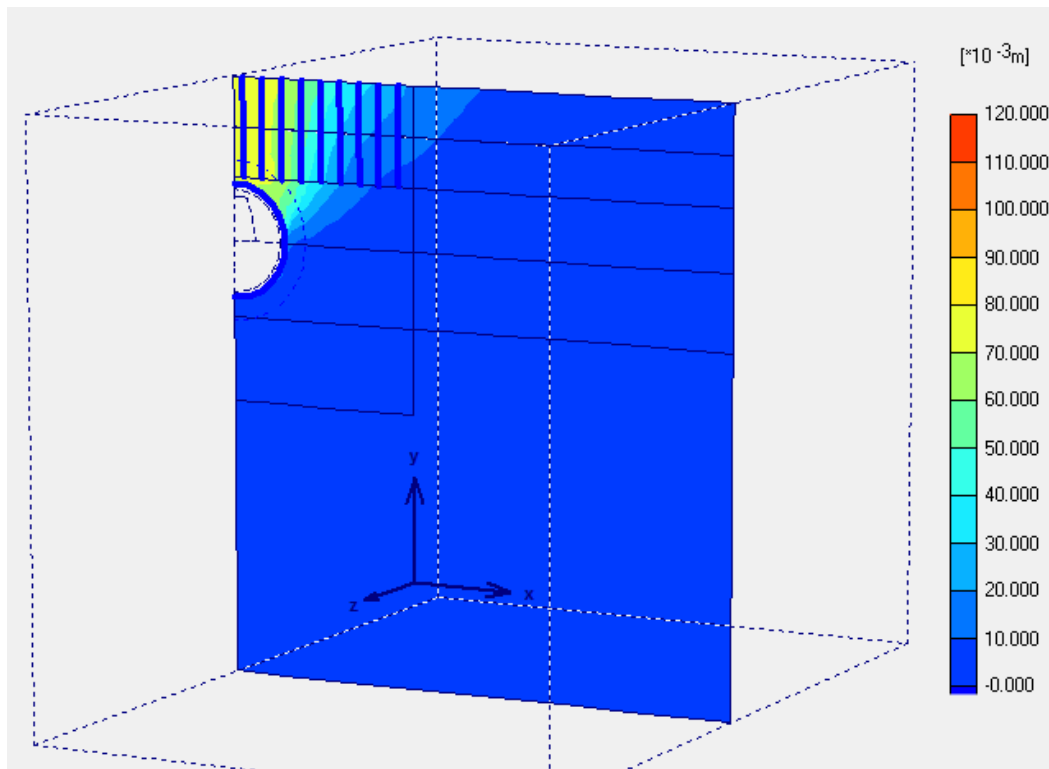


Figura D.5 – Deslocamentos totais da simulação com injeções cimentícias, com avanço de 4,0 m

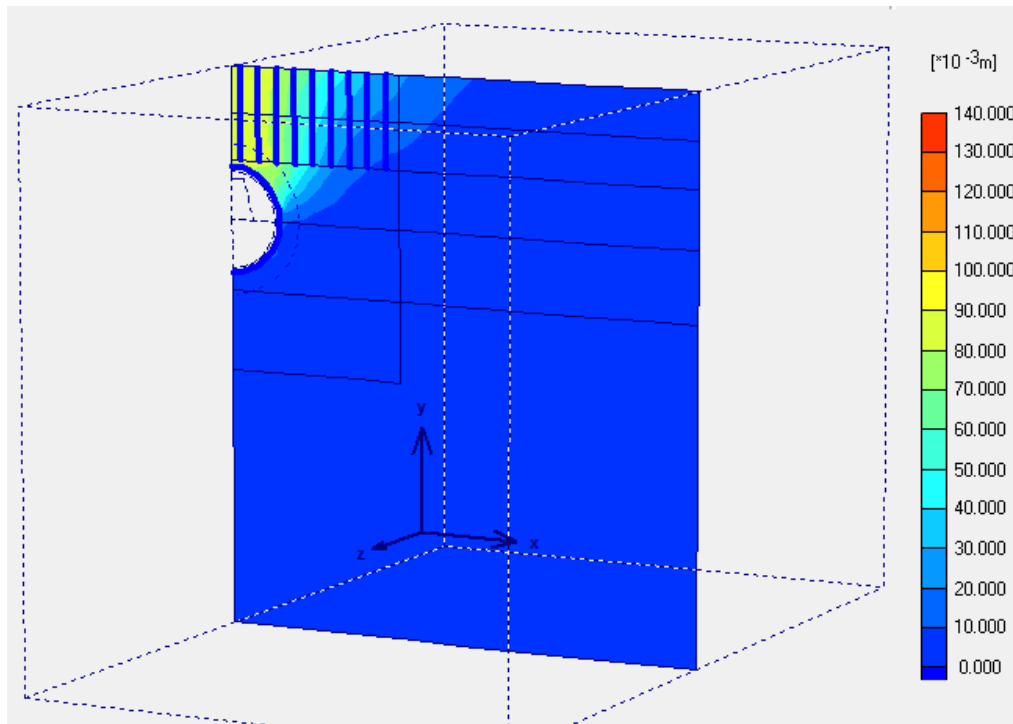


Figura D.6 – Deslocamentos totais da simulação com injeções cimentícias, com avanço de 4,5 m