BRUNO MARCOS GONÇALVES SCODELER

Os efeitos de escavações acima de túneis já existentes

São Paulo
2018

BRUNO MARCOS GONÇALVES SCODELER

Os efeitos de escavações acima de túneis já existentes

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São Paulo
para obtenção do título de Mestre em
Ciências

São Paulo
2018

Nome: SCODELER, Bruno Marcos Gonçalves

Título: Os efeitos de escavações acima de túneis já existentes

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da
Universidade de São Paulo para obtenção do título de
Mestre em Ciências.

Aprovado em:

Banca Examinadora

Prof. Dr.

Instituição:

Julgamento:

Prof. Dr.

Instituição:

Julgamento:

Prof. Dr.

Instituição:

Julgamento:

BRUNO MARCOS GONÇALVES SCODELER

Os efeitos de escavações acima de túneis já existentes

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São Paulo
para obtenção do título de Mestre em
Ciências

Área de Concentração: Engenharia de
Estruturas

Orientador:
Prof. Dr. Fernando Rebouças Stucchi.

São Paulo
2018

Este exemplar foi revisado e corrigido em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, _____ de _____ de _____

Assinatura do autor: _____

Assinatura do orientador: _____

CATALOGAÇÃO NA PUBLICAÇÃO

Scodeler, Bruno Marcos Gonçalves

Escavações acima de túneis já existentes / B. M. G. Scodeler – versão corr. – São Paulo, 2018.
195 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

1.Túneis 2.Escavações 3.Alívio de tensões 4.Análise numérica tridimensional 5.Modelo constitutivo elasto-plástico I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica II.t.

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. Fernando Rebouças Stucchi pela orientação sempre presente durante o desenvolvimento deste trabalho;

Ao Prof. Dr. Carlos Eduardo Moreira Maffei, por me motivar a ingressar na pós graduação e pela colaboração para o meu desenvolvimento como engenheiro, tornando o ambiente de trabalho em um ambiente de aprendizado constante;

Ao Prof. Dr. Jorge José Nader, pelos valiosos ensinamentos durante a disciplina que ministrou na pós graduação e pelas contribuições no exame de qualificação;

À Maffei Engenharia, que me deu a oportunidade de participar do projeto que motivou a escolha do meu tema de mestrado. Aos engenheiros Msc. Alexei G. Najar Jiménez e Msc. Willian Carreira, que também participaram desse projeto. Aos amigos Jean P. Ciriades, Anderson A. Nakazone, Rodolfo A. Simoni, Felipe A. Tomita, Luiz F. Saes e Paulo Maffei, pela convivência e discussões acerca dos mais diversos assuntos de engenharia e por de alguma forma terem contribuído para a construção deste trabalho;

À Companhia do Metropolitano de São Paulo, em especial Karina Gonçalves, Paula Maia, Hugo Rocha, Guilherme Robbe, Yoshio Ushiro; ao Ricardo Valtorta (RFM), Richard Pires (RFM), Larissa Carbonari (DOX), Patrícia Oliveira (Moretti) e Denis Suzuki (Moretti); e a STAN, que contribuíram para a existência desta dissertação e para a execução da obra com sucesso;

Aos amigos e colegas, Fábio C. Barbosa e Eduardo A. Naccache, pelo convívio sempre divertido durante as aulas da pós graduação;

À minha amada noiva Bruna P. Rocha, pela paciência durante esses anos de mestrado e por ter me ajudado na revisão do texto;

Especialmente à minha Mãe, pelo apoio incondicional e dedicação que me possibilitou chegar até aqui.

*“Não existem métodos fáceis para resolver
problemas difíceis”*

(René Descartes)

RESUMO

A presente dissertação aborda o estudo dos efeitos de escavações realizadas acima de túneis já executados. Os trabalhos mais relevantes envolvendo a interação entre escavações e túneis já existentes são apresentados e discutidos.

São realizadas simulações numéricas de casos hipotéticos, em estado plano de deformações utilizando o modelo de Mohr-Coulomb, permitindo a identificação dos parâmetros mais relevantes para esse tipo de problema e suas influências nos resultados. É discutido o comportamento mais rígido do maciço durante as trajetórias de descarregamento, bem como qual o módulo de elasticidade mais adequado para representar o fenômeno.

Modelagens numéricas de um caso real em São Paulo (a escavação dos subsolos do edifício Stan Paulista, acima de túneis do Metrô) são realizadas, utilizando o modelo e os conceitos estudados. Os resultados obtidos das simulações são discutidos e comparados com os valores de instrumentação. Constata-se que a metodologia utilizada para a análise dos efeitos de escavações acima de túneis já existentes pode ser utilizada na avaliação de outros casos.

Palavras-chave: Alívio de tensão. Túneis. Escavações. Simulação numérica. Descarregamento.

ABSTRACT

The presented research approaches the study of excavations effects above existing tunnels. Some of the most relevant papers related to interaction between excavation and tunnels are presented and discussed.

Numerical simulations of hypothetical cases assuming plane strain condition and Mohr-Coulomb model for soil behavior are performed, allowing the study of influence of input parameters in the results. It is discussed behavior of the soil in stress paths that indicates reduction of the mean stress, wich is more rigid than the triaxial compression path. It is also discussed wich is an appropriate elastic modulus to be used in this situation.

A real case (basement excavation of Stan Paulista building, above Metrô tunnels) is analyzed with numerical models, utilizing the concepts studied. The results of the simulations are compared with field instrumentation data. It is concluded that the methodology used for the analysis of the effect of excavation above existing tunnels can be utilized in other cases.

Keywords: Pressure relief. Tunnels. Excavation. Numerical analysis. Basement – tunnel interaction.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Ilustração de Toronto	6
Figura 2 – Ilustração dos módulos de elasticidade	7
Figura 3 – Comparação dos resultados.....	8
Figura 4 – Ilustração de Singapura	9
Figura 5 – Resultados de Singapura (em mm)	9
Figura 6 – Caso de Praga	11
Figura 7 – Trabalho de Zheng e Wei.....	12
Figura 8 – Modelo reduzido.....	13
Figura 9 – Deformações das fibras externas (teste C)	14
Figura 10 – Trabalho de Karki (2006).....	17
Figura 11 – Posição relativa dos túneis.....	18
Figura 12 – Representação do movimento de um sólido.....	22
Figura 13 – Componentes do tensor das tensões	24
Figura 14 – Espaço das tensões principais	27
Figura 15 – Decomposição da tensão	27
Figura 16 – Ângulo de Lode	28
Figura 17 – Região de comportamento elástico	30
Figura 18 – Ponto situado em S	31
Figura 19 – Representação geométrica de Tep	32
Figura 20 – Critério de resistência de Mohr-Coulomb	35
Figura 21 – Superfície de plastificação de Mohr-Coulomb	35
Figura 22 – Esquema do aparelho de ensaio triaxial.....	40
Figura 23 – Apresentação de ensaios triaxiais e interpretação dos parâmetros	41
Figura 24 – Obtenção dos parâmetros de resistência	42
Figura 25 – Ensaio triaxial CD de compressão carregamento de uma argila porosa ($\sigma_3=49\text{kPa}$)	43
Figura 26 – Trajetórias de tensões em problemas comuns	45
Figura 27 – Resultados dos ensaios de Medeiros e Eisenstein (1983)	46
Figura 28 – Relação tensão-deformação do modelo Hardening Soil.....	47
Figura 29 – Variação das tensões p relativas à fase inicial	48
Figura 30 – Variação das tensões p relativas ao estado “atual”	49
Figura 31 – Variação das tensões q relativas à fase inicial (tf/m^2)	50
Figura 32 – Variação das tensões q relativas ao estado “atual” (tf/m^2).....	50
Figura 33 – Trajetória de tensões no espaço octaédrico	51
Figura 34 – Modelo rígido	55
Figura 35 – Modelo de redução de carga	56
Figura 36 – Modelo de debilitação progressiva do núcleo	58
Figura 37 – Seção típica de um túnel.....	59
Figura 38 – Recomendações para carregamentos básicos.....	60
Figura 39 – Carregamento básico	61
Figura 40 – Arqueamento transversal	65
Figura 41 – Modelo de carregamento utilizado.....	66
Figura 42 – Teste do carregamento do túnel.....	67
Figura 43 – Etapas do modelo de carregamento.....	68
Figura 44 – Tensão principal σ_1 ($\alpha=1$)	69
Figura 45 – Esforços solicitantes obtidos (N, M e V) – ($\alpha=1$).....	70

Figura 46 – Tensões de contato com o maciço (normal e tangencial) – ($\alpha=1$)	70
Figura 47 – Esforços e tensões atuantes no revestimento em função de α	71
Figura 48 – Influência do módulo de elasticidade.....	73
Figura 49 – Influência do coeficiente de Poisson	75
Figura 50 – Influência do K_o	77
Figura 51 – Influência da rigidez do revestimento I	81
Figura 52 – Influência da rigidez do revestimento II	82
Figura 53 – Modelagem das escavações	86
Figura 54 – Modelo teste	87
Figura 55 – Influência de p_x nas tensões principais σ_1	88
Figura 56 – Influência de p_x nos esforços atuantes no túnel	89
Figura 57 – Influência do módulo de elasticidade na escavação	92
Figura 58 – Influência de ν na escavação I	94
Figura 59 – Influência de ν na escavação II	95
Figura 60 – Influência da rigidez do revestimento na escavação	97
Figura 61 – Seções utilizadas	98
Figura 62 – Resultados da seção ovoide	99
Figura 63 – Resultados da seção circular	100
Figura 64 – Resultados da seção tipo boca	100
Figura 65 – Localização da obra	103
Figura 66 – Corte esquemático mostrando a posição dos túneis	104
Figura 67 – Projeto de contenção e fundação	105
Figura 68 – Camisas metálicas das estacas de 2 metros.....	106
Figura 69 – Modelagem 3d da equipe de gerenciamento (DOX).....	107
Figura 70 – Corte típico da escavação a ser realizada.....	109
Figura 71 – Perfil geológico-geotécnico do Túnel Paraíso	110
Figura 72 – Ensaio de compressão carregamento da 3AgP1 ($\sigma_3=49\text{kPa}$)	112
Figura 73 – Ensaio de compressão carregamento da 3AgP2 ($\sigma_3=98,1\text{kPa}$)	113
Figura 74 – Ensaio de compressão carregamento da 3Ag1 ($\sigma_3=196,1\text{kPa}$)	114
Figura 75 – Localização dos túneis	116
Figura 76 – Foto do túnel 3	117
Figura 77 – Seção transversal dos túneis 2 e 3.....	118
Figura 78 – Leituras dos tassômetros 1 a 4	120
Figura 79 – Leituras dos tassômetros 5 a 7	120
Figura 80 – Convergência horizontal instalada no túnel 2	121
Figura 81 – Convergências das seções do túnel 3.....	122
Figura 82 – Modelo e malha de elementos finitos	124
Figura 83 – Simulação da execução dos túneis	125
Figura 84 – Estado atual do túnel.....	127
Figura 85 – Plastificação no estado atual (casos 1, 2 e 3)	128
Figura 86 – Esforços dos estados atuais possíveis no diagrama de interação	129
Figura 87 – Detalhe dos esforços na zona 4 (calota)	130
Figura 88 – Fases de modelagem da escavação	133
Figura 89 – Resultados do túnel 3 no estado atual e na fase 9 ($a = 1$)	134
Figura 90 – Resultados do túnel 3 no estado atual e na fase 9 ($a = 0,75$)	135
Figura 91 – Resultados do túnel 3 no estado atual e na fase 9 ($a = 0,50$)	136
Figura 92 – Esforços após as escavações para as três hipóteses de carregamento	138

Figura 93 – Esforços no túnel 3 antes e após as escavações ($a = 1$)	139
Figura 94 – Esforços no túnel 3 antes e após as escavações ($a = 0,75$)	139
Figura 95 – Esforços no túnel 3 antes e após as escavações ($a = 0,50$)	140
Figura 96 – Ações no túnel	141
Figura 97 – Deslocamentos verticais (caso 1)	143
Figura 98 – Malha deformada	144
Figura 99 – Pontos das medidas de deslocamento e convergência	145
Figura 100 – Plastificação na fase 9 (casos 1, 2 e 3)	147
Figura 101 – Comparativo dos esforços (caso 3)	148
Figura 102 – Geometria do modelo com estacas	151
Figura 103 – Malha de elementos	151
Figura 104 – Detalhe da malha de elementos	152
Figura 105 – Comparação dos esforços (estado atual)	153
Figura 106 – Comparação dos esforços (“fase 9”)	154
Figura 107 – Normal (fase atual)	156
Figura 108 – Normal sem as estacas (fase 9)	156
Figura 109 – Normal com as estacas (fase 9)	156
Figura 110 – Momento (fase atual)	157
Figura 111 – Momento sem as estacas (fase 9)	157
Figura 112 – Momento com as estacas (fase 9)	157
Figura 113 – Esforços obtidos (gráficos)	158
Figura 114 – Esforços no diagrama de interação	159
Figura 115 – Tensão principal σ_1 (sem estacas)	160
Figura 116 – Tensão principal σ_1 (sem estacas)	160
Figura 117 – Deslocamento vertical (sem estacas)	161
Figura 118 – Deslocamento vertical (com estacas)	161
Figura 119 – Deformada do túnel (a) (fase 9)	162
Figura 120 – Deformada do túnel (b) (fase 9)	163
Figura 121 – Modelo 3D em planta	164
Figura 122 – Geometria do modelo 3D	165
Figura 123 – Túneis e estacas no modelo 3D	166
Figura 124 – Malha de elementos do modelo 3D (a)	167
Figura 125 – Malha de elementos do modelo 3D (b)	167
Figura 126 – Seções transversais de análise	168
Figura 127 – Esforço normal transversal (fase atual)	169
Figura 128 – Momento fletor transversal (fase atual)	169
Figura 129 – Comparação 3D x 2D para a fase atual (seção 2)	170
Figura 130 – Esforço normal transversal (sem estacas)	171
Figura 131 – Momento fletor transversal (sem estacas)	171
Figura 132 – Comparação 3D x 2D sem estacas (seção 2)	172
Figura 133 – Esforço normal transversal (com estacas)	173
Figura 134 – Momento fletor transversal (com estacas)	173
Figura 135 – Comparação 3D x 2D com estacas (seção 2)	174
Figura 136 – Deslocamentos verticais	175
Figura 137 – Deslocamentos verticais (seção 2 – sem estacas)	175
Figura 138 – Deslocamentos verticais (seção 2 – com estacas)	176
Figura 139 – Deslocamentos verticais dos túneis (a) (sem estacas)	176
Figura 140 – Deslocamentos verticais dos túneis (b) (sem estacas)	177

Figura 141 – Deslocamentos horizontais dos túneis (a) (sem estacas)	177
Figura 142 – Deslocamentos horizontais dos túneis (b) (sem estacas)	178
Figura 143 – Deslocamentos horizontais dos túneis (c) (sem estacas)	178
Figura 144 – Deslocamentos verticais dos túneis (a) (com estacas)	180
Figura 145 – Deslocamentos verticais dos túneis (b) (com estacas)	181
Figura 146 – Deslocamentos horizontais dos túneis (a) (com estacas)	181
Figura 147 – Deslocamentos horizontais dos túneis (b) (com estacas)	182
Figura 148 – Deslocamentos horizontais dos túneis (c) (com estacas)	182

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Comparação do desempenho dos modelos reológicos	15
Tabela 2 – Propriedades do solo.....	67
Tabela 3 – Propriedades do liner	68
Tabela 4 – Parâmetros das análises	72
Tabela 5 – Parâmetros das análises	74
Tabela 6 – Parâmetros das análises	76
Tabela 7 – Módulos de elasticidade do concreto.....	78
Tabela 8 – Parâmetros das análises (solo)	79
Tabela 9 – Parâmetros das análises (revestimento).....	79
Tabela 10 – Parâmetros das análises	91
Tabela 11 – Deslocamentos obtidos	91
Tabela 12 – Parâmetros das análises	93
Tabela 13 – Deslocamentos obtidos	93
Tabela 14 – Parâmetros das análises	96
Tabela 15 – Deslocamentos obtidos	96
Tabela 16 – Parâmetros das análises (solo)	99
Tabela 17 – Parâmetros das análises (revestimento).....	99
Tabela 18 – Parâmetros recomendados pelo Metrô (1994)	110
Tabela 19 – Parâmetros adaptados de França (2006)	111
Tabela 20 – Parâmetros adaptados de Machado (2011).....	111
Tabela 21 – Parâmetros utilizados	115
Tabela 22 – Propriedades adotadas para o revestimento	124
Tabela 23 – Carregamento atuante.....	126
Tabela 24 – Características dos tirantes utilizados na obra.....	131
Tabela 25 – Parâmetros dos tirantes	132
Tabela 26 – Parâmetros da cortina	132
Tabela 27 – Variação da normal no nó 100.....	137
Tabela 28 – Deslocamentos e convergências (fase 9)	145
Tabela 29 – Deslocamentos e convergências (fase 10)	145
Tabela 30 – Resultados da instrumentação (mm)	146
Tabela 31 – Deslocamentos utilizando o valor de E50	149
Tabela 32 – Comparação dos deslocamentos	155
Tabela 33 – Deslocamentos do túnel	162
Tabela 34 – Resultados do modelo com estacas e instrumentação	163
Tabela 35 – Comparação de deslocamentos 3D x 2D (sem estacas)	179
Tabela 36 – Percentual de redução nos deslocamentos (sem estacas)	179
Tabela 37 – Comparação de deslocamentos 3D x 2D (com estacas)	183
Tabela 38 – Percentual de redução nos deslocamentos (com estacas).....	183

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	Objetivos.....	2
1.2	Justificativa.....	3
1.3	Estrutura da dissertação.....	3
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1	Caso de Toronto.....	5
2.2	Caso de Singapura.....	9
2.3	Caso de Praga.....	10
2.4	Outros trabalhos.....	12
2.5	Conclusões sobre os trabalhos apresentados.....	17
3	MODELOS CONSTITUTIVOS.....	21
3.1	Tensor das deformações.....	22
3.2	Tensor das tensões.....	23
3.3	Tensões e direções principais.....	25
3.4	Espaço das tensões principais.....	26
3.5	Noções de elastoplasticidade.....	29
3.5.1	A montagem do modelo constitutivo.....	33
3.6	O modelo Mohr-Coulomb.....	34
3.7	Trajetórias de tensão em túneis e escavações.....	48
4	O ESTADO ATUAL DO TÚNEL.....	54
4.1	Simulação numérica de túneis.....	54
4.1.1	Modelo rígido.....	55
4.1.2	Modelo de redução de carga.....	56
4.1.3	Modelo de substituição progressiva do núcleo.....	57
4.2	Carregamento atuante.....	58
4.2.1	O carregamento básico.....	59
4.2.2	O carregamento potencial.....	62
4.2.3	Incertezas quanto ao carregamento real.....	63
4.3	Obtendo o estado atual.....	64
4.4	Influência dos parâmetros.....	72
4.4.1	Módulo de elasticidade do solo.....	72
4.4.2	Coeficiente de Poisson.....	74
4.4.3	Coeficiente de empuxo em repouso.....	76
4.4.4	Rigidez do revestimento.....	78
4.5	Considerações sobre o estado atual de um túnel.....	83
5	MODELAGEM NUMÉRICA DA ESCAVAÇÃO.....	85
5.1	Influência dos parâmetros.....	90
5.1.1	Módulo de elasticidade do solo.....	90
5.1.2	Coeficiente de Poisson.....	93
5.1.3	Rigidez do revestimento.....	96
5.2	Influência da forma.....	98
5.3	Considerações sobre a influência da escavação.....	102
6	ESTUDO DE CASO – EMPREENDIMENTO STAN.....	103
6.1	Características da obra.....	103
6.2	Características geológico-geotécnicas.....	108
6.3	Características dos túneis.....	115

6.4	Instrumentação	118
6.5	Estado atual	123
6.6	Escavação dos subsolos	130
6.6.1	Segurança estrutural	133
6.6.2	Ações sobre o revestimento (novo)	141
6.6.3	Deslocamentos	143
6.6.4	Importância do módulo de elasticidade	148
6.7	Modelo 2D com as estacas	150
7	MODELO 3D DO CASO ANALISADO	164
7.1	Esforços obtidos	168
7.1.1	Resultados da fase atual	168
7.1.2	Modelo 3D sem estacas	170
7.1.3	Modelo 3D com estacas	173
7.2	Deslocamentos obtidos	174
7.2.1	Modelo sem estacas	176
7.2.2	Modelo com estacas	180
7.3	Conclusões obtidas com os modelos 3D	183
8	CONSIDERAÇÕES FINAIS	185
8.1	Sugestões para trabalhos futuros	189

1 INTRODUÇÃO

A construção de túneis, principalmente nos grandes centros urbanos, ganhou muita importância nos últimos anos, seja pela falta de área superficial disponível, causada pelo alto nível de ocupação, seja pela redução dos custos associados a esse tipo de obra, proporcionada pelos avanços tecnológicos.

Após a construção e o início de operação de um túnel, em especial no caso de um túnel de metrô, este, além de se tornar imediatamente uma infraestrutura de extrema importância para os habitantes da cidade, inicia um novo ciclo de desenvolvimento da região em que foi construído.

Com esse novo ciclo de desenvolvimento, é certo que novos edifícios serão erguidos nas proximidades dessas estruturas, levando a uma questão muito delicada, que se tem tornado cada vez mais frequente: a análise dos efeitos ocasionados pelo alívio de tensões provocado por escavações em túneis já executados.

Essas análises devem ser feitas de forma muito cuidadosa, pois envolvem um *trade-off* entre os riscos associados à interrupção do funcionamento do túnel já existente e a limitação desnecessária da construção de novos edifícios, o que geraria um impacto negativo no desenvolvimento da região.

Impulsionada pelos avanços na área da computação, a utilização de modelos numéricos para a avaliação de túneis tornou-se presente no dia a dia de qualquer engenheiro envolvido com túneis. A maior capacidade de processamento dos computadores propiciou a implementação e utilização de modelos cada vez mais sofisticados, sendo hoje possível a realização de modelagens tridimensionais com modelos constitutivos complexos, em computadores domésticos.

Nesse panorama, em que a maioria dos *softwares* voltados para a análise de túneis possui a capacidade de elaborar modelos de elevado grau de complexidade, muitas vezes o fator limitante das análises acaba sendo o conhecimento do engenheiro que realiza a modelagem.

Em 2014, trabalhando na Maffei Engenharia, tive contato com um caso bastante interessante, em que era necessário analisar os efeitos causados pela implantação de um edifício acima de túneis já em operação na região da avenida Paulista. Dos pontos que precisavam ser avaliados, me chamou atenção a análise do efeito da escavação dos subsolos.

Naquela época, com pouco mais de um ano de formação, muitas foram as dificuldades encontradas para a realização da análise. Nesse mesmo período ingressei no programa de mestrado e, motivado pela escassez de bibliografia que abordasse o assunto, pelas dificuldades encontradas e pela possibilidade de realizar o acompanhamento da obra durante a elaboração da dissertação, optei por tratar deste tema na dissertação.

1.1 Objetivos

O objetivo deste trabalho é estudar os efeitos causados por escavações acima de túneis já existentes.

A área que compreende a simulação numérica de túneis é extremamente abrangente, envolvendo diversas disciplinas da engenharia. Devido a essa abrangência, os objetivos específicos se limitam a:

- realizar uma revisão crítica dos principais trabalhos já publicados relacionados com a interação entre túneis já existentes e novas escavações;
- investigar os modelos constitutivos usualmente utilizados para as análises desse tipo de problema e avaliar se a utilização do modelo de Mohr-Coulomb é adequada;
- estudar por meio de modelos numéricos hipotéticos a influência dos principais parâmetros de entrada nos resultados;
- abordar como definir um estado de carregamento para o túnel existente;
- aplicar os conhecimentos obtidos com as etapas anteriores no estudo de um caso real.

1.2 Justificativa

Apesar de haver alguns trabalhos que analisam a interação entre túneis e escavações, o tema ainda é bastante carente de bibliografia.

Dos materiais encontrados sobre o assunto, verifica-se que todos possuem foco extremamente geotécnico, apresentando e discutindo de maneira muito pobre o que acontece com os esforços atuantes no túnel após uma nova escavação.

É certo que com o desenvolvimento econômico e o crescimento urbano, se tornarão cada vez mais recorrentes casos envolvendo o estudo da interação entre túneis já executados e escavações.

Espera-se, portanto, que este trabalho supra algumas das carências das bibliografias já existentes e também se torne uma referência importante para o engenheiro que venha a se deparar com esse tipo de problema no futuro.

1.3 Estrutura da dissertação

Esta dissertação está estruturada da seguinte maneira:

No capítulo 2 são apresentados os principais casos já relatados na literatura e suas conclusões.

No capítulo 3 são apresentados os conceitos da teoria da elastoplasticidade, discutido o modelo constitutivo que será utilizado e sua capacidade de representar o problema. Também serão discutidas as trajetórias de tensões e quais os parâmetros mais adequados a utilizar.

No capítulo 4 são abordados os aspectos relacionados à obtenção de um estado de carregamento “atual” para o túnel e o modo como é feita a sua modelagem. Nesse capítulo são apresentadas simulações numéricas com o intuito de apresentar ao leitor como cada parâmetro influencia os resultados.

No capítulo 5 são discutidos os aspectos relacionados com a simulação da etapa de escavação do subsolo acima do túnel existente, e também se desenvolve uma análise dos principais parâmetros que influenciam os resultados.

Nos capítulos 6 e 7 apresenta-se o caso que motivou este trabalho; são feitas simulações numéricas 2D e 3D para avaliar a variação dos esforços nos túneis, e para estimar os deslocamentos. Os resultados dos modelos numéricos serão comparados com a instrumentação da obra.

Por fim, no capítulo 8, são apresentadas as conclusões alcançadas com o trabalho, bem como sugestões para novos estudos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo são apresentados os principais trabalhos relacionados ao estudo do efeito de escavações nas proximidades de túneis já existentes. Em todos eles são feitas análises numéricas com o auxílio do método dos elementos finitos para a previsão do comportamento dessas estruturas.

Sobre o tema estudado, existem trabalhos dos mais variados tipos, como os que se referem a casos reais instrumentados; os que são puramente teóricos e que não comparam resultados com instrumentação; e ainda os que se baseiam em ensaios com modelos reais em escala reduzida.

Em alguns deles o problema é tratado de forma bidimensional, com as simulações feitas em estado plano de deformações (EPD); em outros não é utilizada essa simplificação, sendo o modelo numérico tridimensional. Há, ainda, casos em que ambas as análises são realizadas, permitindo a avaliação do efeito da simplificação da geometria.

Também é identificada a utilização de diversos modelos constitutivos para representação da reologia do maciço, como o Mohr-Coulomb (MC), o Hardening-Soil (HS), o Cam-Clay Modificado (CCM), Duncan-Chang (DC) e até mesmo um modelo hipoplástico (HP).

A análise dos resultados obtidos desses trabalhos fornecerá subsídios para avaliar a eficácia de cada modelo em representar o problema em questão.

2.1 Caso de Toronto

Lo e Ramsay (1991) apresentam estudo sobre a execução de um edifício acima de túneis metroviários (túneis de via) em Toronto (Canadá). Nele é feita a simulação numérica em estado plano de deformações (EPD) utilizando o Mohr-Coulomb (MC) como modelo reológico para o solo. A figura a seguir ilustra o caso analisado.

Figura 1 – Ilustração de Toronto

Fonte: Lo e Ramsay (1991), página 292.

Observa-se que foram escavados cerca de 9 metros de solo deixando os túneis existentes com aproximadamente 2 metros de cobertura.

De acordo com os autores, o subsolo no qual os túneis estavam inseridos consistia de um depósito uniforme de silte cinza denso. Foi relatada a realização de ensaios triaxiais (tipo CD) tanto de carregamento como de descarregamento do material, sendo que os ensaios de descarregamento apresentavam comportamento linear até 0,4% de deformação axial. Durante a execução de um outro trecho da obra foi feito o monitoramento do *heave* por meio de “extensômetros magnéticos” (*magnetic extensometers*) instalados em seis profundidades diferentes.

Analisando os valores dos módulos de elasticidade obtidos dos ensaios triaxiais e os da retroanálise do monitoramento do *heave*, constata-se que o módulo de elasticidade dado pela retroanálise é quase o dobro do valor fornecido pelos ensaios de descarregamento, que, por sua vez, é quase o dobro do valor indicado pelos ensaios de carregamento.

Figura 2 – Ilustração dos módulos de elasticidade

Fonte: Lo e Ramsay (1991), páginas 289 e 291.

A simulação numérica em EPD utilizando os módulos de elasticidade dados pela retroanálise forneceu os valores de cerca de 6mm para o aumento da corda vertical e de 4mm para a redução da corda horizontal, sendo que os valores medidos pelos instrumentos foram cerca de 4mm para o aumento da corda vertical e 4mm para a redução da corda horizontal.

Abdel-Meguid, Rowe e Lo (2002) apresentam um complemento ao trabalho de Lo e Ramsay (1991), no qual é feita nova simulação numérica do caso de Toronto, utilizando dessa vez um modelo tridimensional. Os resultados do modelo tridimensional são comparados com os do modelo bidimensional e da instrumentação.

Pode-se observar na Figura 3 que os resultados da análise tridimensional utilizando o modelo reológico MC são bastante próximos dos valores medidos, o que se deve provavelmente à boa calibração dos parâmetros elásticos, feita por retroanálise.

Também é possível notar que, apesar de os valores de convergência do modelo 2D possuírem menos precisão do que os da análise 3D, os resultados de convergência são bastante próximos. O *heave* dado pelo modelo 2D, no entanto, é bastante superior tanto ao observado quanto ao do modelo 3D.

Figura 3 – Comparação dos resultados

Point of interest	2D analysis*		3D analysis*		Measured	
	South-bound	North-bound	South-bound	North-bound	South-bound	North-bound
Maximum heave (mm)	38	39	17	18	15	17
Crown-invert Extension (mm)	6	7	5	6	4	4
Spring-line Closure (mm)	9	10	4	5	3.5	4.4

Fonte: Abdel-Meguid, Rowe e Lo (2002), página 467.

Para obter o estado de carregamento prévio dos túneis, simulou-se sua execução desativando os elementos de solo internos à seção de escavação, com a imediata ativação dos elementos do revestimento (modelo rígido). Como consequência desse procedimento o autor relata que foi obtida uma relação $N/\gamma HR$ de aproximadamente 0,7, bem como que a adoção desse procedimento geraria esforços conservadores nos túneis.

É importante mencionar que, apesar de os túneis em questão serem feitos de anéis de aço segmentados, e o aço possuir igual resistência tanto a esforços de tração quanto de compressão, a afirmação de que o procedimento gera um estado conservador para os túneis é conceitualmente errada, pois, para tal, seria necessário que os esforços decorrentes da escavação do subsolo tivessem a mesma forma e sinal dos esforços decorrentes da execução do túnel.

Imaginando, ainda, que os esforços decorrentes da escavação tivessem forma semelhante à dos esforços previamente atuantes nos túneis, porém com sentido inverso, o processo utilizado para a obtenção do estado prévio dos túneis seria a hipótese de carregamento menos conservadora.

2.2 Caso de Singapura

Sharma et al. (2001) apresentam um caso em Singapura, onde foi realizada a escavação de dois subsolos adjacentes a dois túneis paralelos de metrô. Nesse caso também foram realizadas análises numéricas com elementos finitos utilizando EPD e o modelo MC. Em comparação ao caso de Toronto, essa escavação foi bastante modesta, como se pode ser verificar na Figura 4.

Figura 4 – Ilustração de Singapura

Fonte: Sharma et al. (2001), página 96.

Na Figura 5 são apresentados os resultados do modelo numérico (FEM) e os obtidos pela instrumentação (TM); sua análise aponta que, apesar de os deslocamentos obtidos das simulações numéricas serem superiores aos medidos pela instrumentação, a proximidade do modelo com a realidade é adequada, considerando que a precisão das leituras dos instrumentos, segundo o autor, era de 1mm.

Figura 5 – Resultados de Singapura (em mm)

Location	Southbound tunnel				Northbound tunnel			
	Horizontal displacement		Vertical displacement		Horizontal displacement		Vertical displacement	
	TM	FEM	TM	FEM	TM	FEM	TM	FEM
Invert	3.6	5.2	3.3	1.9	2.7	4.3	2.1	1.4
Crown	5.6	4.8	3.6	2.9	4.0	4.2	2.0	3.0
Right springing	5.5	4.6	3.8	3.0	3.2	3.9	2.0	2.5
Left springing	4.5	5.2	3.0	2.0	2.9	4.6	2.0	2.4

Fonte: Sharma et al. (2001), página 97.

Não foram apresentados dados referentes aos esforços atuantes nos túneis antes e após a escavação dos subsolos. Apenas foi mencionado que durante a etapa de simulação de sua execução, os túneis foram modelados como *wished-in-place* (SHARMA et al., 2001, p. 97), o que seria equivalente a, em etapa única de modelagem, remover os elementos de solo internos aos túneis e ativar os elementos de revestimento.

2.3 Caso de Praga

Dolezalova (2001) apresenta a simulação numérica de uma escavação realizada para a construção de um edifício acima de vários túneis existentes no Centro de Praga. Nesse trabalho, as modelagens numéricas também foram feitas utilizando o MEF assumindo EPD com o modelo reológico MC.

Para a obtenção dos parâmetros de elasticidade do solo, em especial o do material em que os túneis estavam inseridos (xisto¹), foram realizados ensaios *in-loco* com pressiômetro.

A autora relata que antes da execução do terceiro túnel (ver Figura 6) haviam sido realizadas 37 medições para esse material utilizando pressiômetro, fornecendo o valor médio de 389MPa. Ainda segundo Dolezalova (2001), antes da escavação do subsolo, foram feitas na região entre os túneis 2 e 3 sete medições, que forneceram o valor de 1.488MPa, indicando que o solo dessa região havia sido “enrijecido” pela concentração de tensões entre os dois túneis. Baseando-se nesses resultados, a autora relata que foi adotado um módulo médio de 900MPa para a realização das modelagens numéricas.

¹ *Unweathered clay shale*, segundo a autora.

Figura 6 – Caso de Praga

Fonte: Dolezalova (2001), página 473.

Para simular o estado do maciço e dos túneis antes da escavação da vala, assim como os casos relatados anteriormente, foi realizada escavação total da seção do túnel com imediata ativação do revestimento, túnel por túnel, seguindo a ordem em que cada um foi executado. Apesar de a autora não detalhar como foi feita a avaliação da segurança dos túneis em decorrência da alteração dos esforços, pode-se perceber no texto, que sua preocupação é maior com a variação nos valores das tensões nos revestimentos do que com o valor absoluto dessas tensões.

Os resultados de divergência vertical obtidos pelo modelo numérico e pela instrumentação são apresentados para o túnel 3, que a autora designa como o mais crítico. O valor medido de divergência foi cerca de 3,7mm, enquanto o obtido pela modelagem foi 4,5mm, indicando bom desempenho do modelo utilizado.

Posteriormente à escavação dos subsolos, é relatada a execução de novas medições utilizando pressiômetro (cinco no total), dessa vez na região do teto dos túneis, resultando em valores significativamente menores, em torno de 75MPa. Esse fato só é mencionado para mostrar a variação da rigidez em decorrência da variação das

tensões e das deformações, não tendo sido utilizado durante as análises.

2.4 Outros trabalhos

Zheng e Wei (2008) realizam três simulações numéricas hipotéticas, com o intuito de estudar os efeitos de escavações em túneis já existentes. Utilizando o modelo reológico Cam-Clay Modificado (CCM) para o maciço, comparam os deslocamentos dos túneis e a variação das pressões de contato túnel x maciço para três posições relativas do túnel existente com a vala.

Figura 7 – Trabalho de Zheng e Wei

Fonte: Zheng e Wei (2008), página 70.

Após analisar os resultados, concluem que os comportamentos dos três túneis são bastante diferentes entre si. No túnel 3, a influência da escavação é mínima, praticamente sem alterações nas pressões de contato, em decorrência da pequena alteração das tensões do maciço naquela região. No túnel 1, as pressões de contato são reduzidas significativamente em todo o perímetro do túnel, enquanto no túnel 2, existem regiões de redução e regiões de aumento na pressão de contato.

Em relação aos deslocamentos dos túneis, enquanto no caso 1 são obtidas convergência horizontal e divergência vertical, no caso 2 a deformada do túnel mostra a ocorrência de ovalização em eixos diferentes do horizontal e vertical, indicando

distorção do revestimento.

Qualitativamente, pode-se concluir que casos análogos ao do túnel 2 possuem comportamento bem mais complexo do que o do túnel 1, demandando maior cuidado na sua modelagem e no monitoramento durante a execução da obra, devido à existência de distorção da forma do revestimento.

Ng, Shi e Hong (2013) analisam a interação entre escavações e túneis utilizando como base um modelo em escala reduzida.

Figura 8 – Modelo reduzido

Fonte: Adaptado de Ng, Shi e Hong (2013) e Ng et al. (2015)

O modelo reduzido utilizado simulou uma escavação de 9 metros acima de dois túneis (testes C e S) com diâmetro de 6 metros. Foram tomadas diversas medidas do modelo, como os deslocamentos verticais, as deformações das fibras externas nas direções transversal e longitudinal do túnel, além das convergências, em várias seções dispostas logo abaixo da escavação e também atrás das paredes diafragma.

As deformações lidas para o túnel do teste S indicaram alterações mínimas, apresentando comportamento coerente com o túnel 3 do trabalho de Zheng e Wei (2008).

No teste C, com o túnel passando pelo centro da escavação, ocorreram alongamentos na fibras externas das geratrizes superior e inferior, enquanto nas fibras externas laterais ocorreu encurtamento. Apesar de ser possível constatar a ocorrência de ovalização do túnel pelas medidas de deformações, a variação dos esforços atuantes não pôde ser obtida, uma vez que só foram realizadas medições de deformação para as fibras externas.

Figura 9 – Deformações das fibras externas (teste C)

Fonte: Ng, Shi e Hong (2013), página 882.

Baseando-se nos resultados de instrumentação desse modelo reduzido, Ng et al. (2015) realizaram um estudo sobre a capacidade de diferentes modelos constitutivos em representar o comportamento do solo nesse tipo de problema. Utilizando o programa de elementos finitos Abaqus, foram testados os modelos reológicos Mohr-Coulomb (MC), Duncan-Chang (DC) e um modelo hipoplástico (HP) de 13 parâmetros.

Na tabela a seguir apresenta-se uma comparação entre a quantidade de parâmetros necessários para a utilização de cada um dos modelos reológicos e seus desempenhos em retratar as medições obtidas pelo modelo reduzido.

Tabela 1 – Comparação do desempenho dos modelos reológicos²

	MC	DC	HP
Parâmetros	5	11	13
<i>Heave</i>	+46%	-33%	+19%
Convergência	-34%	-66%	-25%
Deformação Transv.	-26%	-56%	-15%
Deformação Long.	+52%	-24%	+38%

Comparando os resultados, nota-se que, mesmo sendo um dos modelos constitutivos mais simples para a representação do comportamento dos solos, o desempenho do modelo reológico MC pode ser considerado bom, tendo apresentado valores próximos dos obtidos com modelos bem mais sofisticados (com exceção do *heave*), como o hipoplástico, que possui 13 parâmetros.

Shi, Ng e Chen (2015) apresentam um estudo paramétrico da interação entre túneis e escavações utilizando o modelo numérico hipoplástico calibrado com os resultados do modelo reduzido. São feitas novas simulações numéricas variando a geometria da escavação, como a largura (*Be*) e o comprimento (*Le*); a profundidade da escavação (*He*) é mantida fixa em 9 metros.

Por meio do estudo paramétrico realizado foi possível obter conclusões importantes relacionadas ao estudo dos efeitos das escavações em túneis já existentes:

² Sinais positivos indicam que o valor obtido do modelo foi superior ao medido, e valores negativos o contrário.

À medida que o comprimento da escavação (Le) aumenta, o deslocamento vertical do túnel (*heave*) obtido pelo modelo tridimensional aumenta, porém, a uma taxa reduzida, indicando a ocorrência de um estado plano de deformações na seção central da vala. Analisando os diversos resultados, constata-se que, para uma razão Le/He em torno de 9, o problema tridimensional já poderia ser tratado como plano.

Observando os resultados do trabalho também se conclui que, ao utilizar um modelo plano para analisar um problema com razão $Le/He = 2$, o deslocamento vertical do túnel é superestimado cerca de duas vezes. Verifica-se que o valor mencionado é condizente com o caso de Toronto, onde foram feitas as duas simulações (ver Figura 3).

Uma das conclusões importantes do estudo diz respeito ao fato de que, dada uma área fixa de escavação ($Be \times Le$), quanto maior o comprimento da vala em relação à largura, maior o deslocamento vertical do túnel e sua deformação transversal. Embora a deformação longitudinal aumente quando se aumenta o comprimento da vala, sua magnitude é inferior aos efeitos transversais.

Dessa forma, nos casos em que se tem liberdade para definir o formato da escavação que será feita acima de um túnel, é preferível a adoção da maior dimensão da escavação no sentido transversal do túnel, e a menor no sentido longitudinal.

Nesse mesmo artigo, Shi, Ng e Chen (2015) fazem uma tentativa de criar tabelas com adimensionais para a obtenção de deslocamentos e deformações de túneis causadas por escavações. As tabelas do artigo, no entanto, são válidas apenas para valores específicos da altura de escavação, cobertura sobre diâmetro e densidade da areia utilizada, o que motivou novo estudo dos autores (SHI; NG; CHEN, 2017).

Shi, Ng e Chen (2017) apresentam novas tabelas para o cálculo do deslocamento vertical de túneis devido a escavações utilizando outros adimensionais, capazes de melhor retratar o problema. Todas as simulações para elaboração das tabelas se basearam, porém, no modelo hipoplástico de 13 parâmetros, calibrados para a areia de Toyoura, o que restringe a utilização das tabelas a túneis circulares (ou quase circulares) e inseridos em maciços com características geotécnicas semelhantes.

Karki (2006) realiza um trabalho em que são geradas várias tabelas para o estudo do efeito de escavações adjacentes a túneis. Utiliza, para tanto, simulações numéricas com o *software* Plaxis, em estado plano de deformações. E desenvolve retroanálises dos casos de Singapura (SHARMA et al., 2001) e de Chicago (não abordado por ser um *cut and cover*) para calibração do modelo utilizado.

Figura 10 – Trabalho de Karki (2006)

Karki (2006), página 83.

2.5 Conclusões sobre os trabalhos apresentados

Os casos descritos permitem perceber que a depender da posição relativa entre o túnel e a escavação comportamentos diversos podem ocorrer.

Túneis localizados na região 1, logo abaixo da escavação e próximos a seu centro sofrem deslocamentos verticais para cima (*heave*) e também apresentam convergência das distâncias horizontais e divergência nas cordas verticais, de acordo com os trabalhos de Lo e Ramsay (1991); Abdel-Meguid, Rowe e Lo (2002); Zheng e Wei (2008); Ng, Shi e Hong (2013).

Figura 11 – Posição relativa dos túneis

Na região 2, com o túnel localizado abaixo do fundo da escavação, porém atrás da linha da parede diafragma, os deslocamentos e deformações no maciço ao redor do túnel são pequenos, consequência da pouca variação das tensões no seu entorno, conforme observado nos trabalhos de Zheng e Wei (2008); e de Ng, Shi e Hong (2013). Se inseridos nessa região, os túneis sofrerão mínima influência da escavação.

Já na região 3, com o túnel posicionado abaixo da escavação e próximo da linha da parede diafragma, seu comportamento é bastante complexo, com a ocorrência de zonas de redução e aumento nas pressões de contato do túnel com o maciço,

ocasionando a distorção do revestimento (ZHENG; WEI, 2008). Se inseridos nessa região, a avaliação e o monitoramento do túnel devem ser feitos com cuidado, e a instrumentação deve ser planejada de forma a permitir a identificação de distorção.

Na região 4, o túnel se encontra acima do fundo da escavação e atrás da parede diafragma. Observa-se que nesse caso o problema torna-se ainda mais complexo, pois o sistema de contenção utilizado passa a ser influente no comportamento do túnel, conforme apresentado no trabalho de Karki (2006).

Como este trabalho se propõe a estudar os efeitos de escavações acima de túneis já existentes, não será dada ênfase aos casos de túneis inseridos na região 4; caso, porém, haja interesse por parte do leitor, recomenda-se a leitura de Karki (2006), Chen et al. (2016) e Hu et al. (2003).

Lo e Ramsay (1991), Sharma et al. (2001) e Dolezalova (2001) utilizaram em suas simulações o estado plano de deformações e o modelo constitutivo Mohr-Coulomb. Como consequência, tanto os deslocamentos dos túneis quanto as convergência e divergências foram superestimadas.

Abdel-Meguid, Rowe e Lo (2002) deram sequência ao trabalho de Lo e Ramsay (1991) realizando novas simulações, dessa vez tridimensionais, mas ainda utilizando o modelo MC. Os resultados obtidos da análise tridimensional foram bastante próximos dos medidos durante a obra (Toronto), indicando que os valores superestimados por Lo e Ramsay (1991) se deviam muito mais à adoção do estado plano de deformações do que à reologia utilizada para o maciço.

Segundo Shi, Ng e Chen (2015), quando o comprimento da escavação no sentido longitudinal do túnel se aproxima de nove vezes a altura da escavação ($Le \sim 9He$), o problema já pode ser tratado como estado plano de deformações. Se um problema em que o comprimento é aproximadamente duas vezes a altura da escavação ($Le \sim 2He$) é tratado como plano, tanto o *heave* do túnel quanto as variações de diâmetro seriam superestimadas na ordem de duas vezes.

Observa-se que essa relação está de acordo com os resultados obtidos de Abdel-Meguid, Rowe e Lo (2002), caso em que o comprimento da escavação era aproximadamente o dobro da sua profundidade, e os resultados obtidos pelo modelo plano eram aproximadamente o dobro dos resultados com o modelo tridimensional.

No trabalho de Ng et al. (2015), em que foram realizadas análises numéricas tridimensionais e comparados os resultados de três modelos constitutivos com os valores de instrumentação de um modelo reduzido, foi possível perceber que o modelo reológico Mohr-Coulomb, apesar de sua simplicidade, foi capaz de representar de forma satisfatória (face às incertezas envolvidas) o problema de interação entre túneis existentes e escavações.

3 MODELOS CONSTITUTIVOS

À medida que um modelo constitutivo se torna mais sofisticado, a quantidade de parâmetros requeridos para sua utilização se eleva, o que traz uma série de consequências, entre as quais: necessidade de mais ensaios para calibração do modelo reológico; aumento do tempo de processamento; e maiores chances de interferência nos resultados por um parâmetro mal calibrado.

Dadas essas considerações, é possível entender por que, apesar do desenvolvimento de diversos modelos constitutivos mais sofisticados, um modelo simples como o Mohr-Coulomb ainda é o mais utilizado nas análises numéricas envolvendo problemas geotécnicos.

O capítulo anterior permitiu concluir que esse modelo constitutivo, a despeito de sua simplicidade, é capaz de representar o problema em estudo com precisão adequada do ponto de vista da engenharia civil.

Seguindo as ideias sobre a capacidade de modelos matemáticos em representar problemas reais, apresentadas em Bucalem e Bathe (2011), o modelo constitutivo que se procura dentro do conceito de modelagem hierárquica é o modelo matemático mais eficaz (*most effective mathematical model*).

Por modelo mais eficaz entende-se o mais simples entre os capazes de fornecer resultados com precisão adequada para a tomada de uma decisão de engenharia, sendo, nesse caso, o modelo de Mohr-Coulomb.

Antes de discutir o funcionamento desse modelo constitutivo, serão lembrados alguns conceitos que, embora sejam normalmente ensinados durante a graduação, merecem espaço devido à sua importância.

3.1 Tensor das deformações

Conhecido o movimento de um sólido deformável no espaço tridimensional, é possível definir o vetor deslocamento (u) para cada ponto do sólido, que o leva da configuração inicial para uma configuração deformada, por meio da expressão (1).

$$u(x_1, x_2, x_3) = y(x_1, x_2, x_3) - x(x_1, x_2, x_3) \quad (1)$$

A partir dessa expressão, conhecida como campo de deslocamentos, é determinado o gradiente das deformações, expresso na forma matricial pela equação (2).

$$\nabla u = \begin{bmatrix} \frac{\partial u_1}{\partial x_1} & \frac{\partial u_1}{\partial x_2} & \frac{\partial u_1}{\partial x_3} \\ \frac{\partial u_2}{\partial x_1} & \frac{\partial u_2}{\partial x_2} & \frac{\partial u_2}{\partial x_3} \\ \frac{\partial u_3}{\partial x_1} & \frac{\partial u_3}{\partial x_2} & \frac{\partial u_3}{\partial x_3} \end{bmatrix} \quad (2)$$

Figura 12 – Representação do movimento de um sólido

Obtido o gradiente das deformações para um ponto qualquer, pode-se definir, dentro da teoria das pequenas deformações, o conhecido tensor das deformações $[E]$, apresentado na equação (3).

$$[E] = \begin{bmatrix} E_{11} & E_{12} & E_{13} \\ E_{21} & E_{22} & E_{23} \\ E_{31} & E_{32} & E_{33} \end{bmatrix} = \frac{1}{2}([\nabla u] + [\nabla u]^T) \quad (3)$$

Em posse do tensor das deformações, pode-se obter o alongamento sofrido pelo sólido em uma direção qualquer, estabelecida por um vetor unitário ($[a]$), por meio da expressão (4).

$$\varepsilon_\ell = [a]^T [E] [a] \quad (4)$$

A obtenção das distorções também é possível, utilizando-se para isso dois vetores unitários ($[a]$ e $[b]$), ortogonais entre si, por meio da expressão (5).

$$\gamma = 2[b]^T [E] [a] \quad (5)$$

3.2 Tensor das tensões

Da mesma forma que o tensor das deformações é capaz de caracterizar as deformações e distorções em um ponto qualquer de um sólido, existe um operador, chamado de tensor das tensões (tensor de Cauchy), capaz de caracterizar o estado de tensão de um ponto do material, dado pela expressão (6).

$$[T] = \begin{bmatrix} T_{11} & T_{12} & T_{13} \\ T_{21} & T_{22} & T_{23} \\ T_{31} & T_{32} & T_{33} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} \quad (6)$$

Figura 13 – Componentes do tensor das tensões

Fonte: Adaptado de Bualet e Bathe (2011), página 131.

A partir do tensor de Cauchy, é possível obter a tensão atuante no ponto para um plano qualquer, caracterizado por um vetor unitário ($[n]$), pela expressão (7).

$$\rho(n) = [T][n] \quad (7)$$

Cabe ressaltar que a tensão atuante num ponto interceptado por um plano é composta de duas parcelas, a tensão normal (σ) e a tangencial (τ), as quais podem ser obtidas decompondo-se a grandeza obtida pela expressão (7).

$$\sigma(n) = ([T][n] \cdot [n]) \cdot [n] \quad (8)$$

$$\tau(n) = \rho(n) - \sigma(n) \quad (9)$$

3.3 Tensões e direções principais

Para cada tensor, seja o das deformações ou o das tensões, podem ser obtidos autovalores por meio da expressão (10), substituindo a matriz $[M]$ por $[E]$ ou $[T]$.

$$\det([M] - \lambda[I]) = 0 \quad (10)$$

O desenvolvimento da equação (10) leva a uma equação do terceiro grau em função da variável λ , cujas raízes (λ_1 , λ_2 e λ_3) são os autovalores do tensor utilizado.

$$\lambda^3 - I_1\lambda^2 + I_2\lambda - I_3 = 0, \text{ onde} \quad (11)$$

$$I_1 = M_{11} + M_{22} + M_{33} \quad (12)$$

$$I_2 = \begin{vmatrix} M_{11} & M_{12} \\ M_{21} & M_{22} \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} M_{22} & M_{23} \\ M_{32} & M_{33} \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} M_{11} & M_{13} \\ M_{31} & M_{33} \end{vmatrix} \quad (13)$$

$$I_3 = |M| \quad (14)$$

Aos autovalores do tensor das tensões é atribuído o nome de tensões principais, sendo elas σ_1 , σ_2 e σ_3 .

$$\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \quad (15)$$

Os invariantes de tensão I_1 , I_2 e I_3 podem ser obtidos pelas expressões (12), (13) e (14), já apresentadas, e também podem ser reescritos em termos das tensões principais.

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (16)$$

$$I_2 = \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1 \quad (17)$$

$$I_3 = \sigma_1\sigma_2\sigma_3 \quad (18)$$

É possível decompor o tensor das tensões $[T]$ em duas partes, conhecidas por tensor esférico (*spherical*) e antiesférico (*deviatoric*) (PIMENTA, 2006).

$$[T] = Sph(T) + Dev(T) \quad (19)$$

$$Sph(T) = \begin{bmatrix} \sigma_m & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_m & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_m \end{bmatrix} \quad (20)$$

$$Dev(T) = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} - \sigma_m & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_{yy} - \sigma_m & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_{zz} - \sigma_m \end{bmatrix} \quad (21)$$

Onde σ_m é a tensão média (σ_m), obtida por meio de:

$$\sigma_m = \frac{I_1}{3} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} = p \quad (22)$$

Ao tensor antiesférico também podem ser aplicadas as expressões (10) a (14), resultando nos invariantes do tensor antiesférico J_1, J_2 e J_3 .

$$J_1 = 0 \quad (23)$$

$$J_2 = \frac{1}{3} I_1^2 - I_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] \quad (24)$$

$$J_3 = \frac{2}{27} I_1^3 - \frac{1}{3} I_1 I_2 + I_3 \quad (25)$$

3.4 Espaço das tensões principais

Para o estudo da plasticidade é conveniente a representação das tensões em termos das tensões principais (σ_1, σ_2 e σ_3) e dos invariantes, posto que ambos não dependem do sistema de coordenadas escolhido.

Isso é feito no espaço das tensões principais, em que os eixos do sistema de coordenadas são as tensões principais.

Figura 14 – Espaço das tensões principais

Nesse espaço, decompõe-se uma tensão qualquer (dada por $[T]$) em duas parcelas, uma paralela ao eixo hidrostático (ξ) e outra ortogonal a ele (ρ).

Figura 15 – Decomposição da tensão

Figura 16 – Ângulo de Lode

A seguir são apresentadas as grandezas ilustradas nas imagens anteriores, em termos dos invariantes de tensões.

$$\xi = \frac{1}{\sqrt{3}} I_1 = \sqrt{3} p \quad (26)$$

$$\rho = \sqrt{2J_2} = \sqrt{\frac{2}{3}} q \quad (27)$$

$$\theta = \frac{1}{3} \sin^{-1} \left(-\frac{3\sqrt{3}}{3} \frac{J_3}{(J_2)^{3/2}} \right) \quad (28)$$

3.5 Noções de elastoplasticidade

O termo equações constitutivas é usado para descrever as relações que ligam os estados de tensão em um sólido deformável à sua deformação.

Uma característica básica dos modelos constitutivos elastoplásticos é o fato de utilizarem a teoria da elasticidade para representação do comportamento de materiais quando esses se encontraram abaixo de um determinado limite, sendo seu comportamento, nessa situação, dado por:

$$[\dot{T}]_e = A(T)[\dot{E}] \quad (29)$$

A(T): função constitutiva linear em [T]

Nota-se que a equação da teoria da elasticidade apresentada difere um pouco da tradicionalmente conhecida, uma vez que o tensor das tensões $[T]$ e o das deformações $[E]$ são relacionados entre si por meio de suas variações.

Esta alteração na forma de apresentação se faz necessária devido aos solos (ou um material qualquer) estarem, de forma geral, sujeitos a tensões não nulas na configuração inicial (NADER, 2015) e também pelo fato de os métodos numéricos para soluções de problemas plásticos utilizarem processos incrementais.

Diferentemente da teoria da elasticidade, em que não há limite para o crescimento das tensões em um determinado ponto do sólido, na teoria da plasticidade, tal limite existe e é chamado de superfície de plastificação (S).

Enquanto esse limite não for atingido por nenhum ponto do sólido, significando que as tensões estão dentro da superfície de plastificação, o comportamento do material é regido pelas equações da teoria da elasticidade.

A Figura 17 ilustra o comportamento de um ponto que, ao sofrer uma série de solicitações, percorre uma trajetória sem tocar a superfície de plastificação; nesse caso o comportamento do material pode ser dado pela equação (29).

Figura 17 – Região de comportamento elástico

Se em algum momento durante a trajetória de tensão de um ponto, o mesmo tocar a superfície de plastificação, surgem dois comportamentos possíveis, dependendo do comportamento de $[\dot{T}]_e$ dado pela equação elástica (29).

No primeiro, se o $[\dot{T}]_e$ calculado apontar para dentro do limite dado por S , o comportamento do ponto ainda é elástico e não ocorrerão deformações plásticas.

Figura 18 – Ponto situado em S

No segundo caso, quando o ponto atinge a superfície de plastificação e $[\dot{T}]_e$ aponta para fora da superfície, deve-se proceder ao cálculo de $[\dot{T}]$ pela equação elastoplástica.

$$\text{equação elastoplástica: } [\dot{T}]_{ep} = A(T)[\dot{E}] + \Psi(T, \dot{E})B(T) \quad (30)$$

$$\Psi(T, \dot{E}) = \nabla f(T): A(T)[\dot{E}], \quad A(T)[\dot{E}] = [\dot{T}]_e \quad (31)$$

A função do termo $\Psi(T, \dot{E})B(T)$ existente na equação (32) é garantir que o limite das tensões, dado por S , não seja ultrapassado, como será apresentado a seguir.

É possível notar que a grandeza $\Psi(T, \dot{E})$, dada pelo produto escalar da matriz $\nabla f(T)$ pela matriz $[\dot{T}]_e$ indica de forma objetiva se $[\dot{T}]_e$ aponta ou não para dentro de S , sendo que:

- $\Psi(T, \dot{E}) < 0 \rightarrow [\dot{T}]_e$ aponta para dentro de S , e portanto vale a equação (29);
- $\Psi(T, \dot{E}) > 0 \rightarrow [\dot{T}]_e$ aponta para fora de S , e portanto vale a equação (32);
- $\Psi(T, \dot{E}) = 0 \rightarrow [\dot{T}]_e$ é tangente a S , e portanto valem ambas as equações.

$$\nabla f(T) = \begin{bmatrix} \frac{\partial f(T)}{\partial T_{11}} & \frac{\partial f(T)}{\partial T_{12}} & \frac{\partial f(T)}{\partial T_{13}} \\ \frac{\partial f(T)}{\partial T_{21}} & \frac{\partial f(T)}{\partial T_{22}} & \frac{\partial f(T)}{\partial T_{23}} \\ \frac{\partial f(T)}{\partial T_{31}} & \frac{\partial f(T)}{\partial T_{23}} & \frac{\partial f(T)}{\partial T_{33}} \end{bmatrix} \quad (32)$$

$$\text{produto escalar de matrizes: } M:N = \text{tr}(M^T \cdot N) \quad (33)$$

$B(T)$ é uma função constitutiva, construída de modo a corrigir o comportamento dado pela parte elástica da equação, fazendo com que $[\dot{T}]_{ep}$ seja tangente à S ($\nabla f(T):[\dot{T}]_{ep} = 0$).

Figura 19 – Representação geométrica de $[\dot{T}]_{ep}$

Ao atingir a superfície de plastificação e entrar no regime elastoplástico, o ponto passa a sofrer deformações irreversíveis. Desse modo, é conveniente a distinção da taxa de deformação em elástica $[\dot{E}_e]$ e plástica $[\dot{E}_p]$.

$$[\dot{E}] = [\dot{E}_e] + [\dot{E}_p] \quad (34)$$

Segundo Nader (2015), qualquer que seja a resposta do material, elástica ou elastoplástica, define-se $[\dot{E}_e]$ por (37) e $[\dot{E}_p]$ pela diferença, utilizando (36).

$$[\dot{E}_e] = A(T)^{-1}[\dot{T}]_e \quad (35)$$

$$[\dot{E}_p] = [\dot{E}] - [\dot{E}_e] \quad (36)$$

No caso da resposta elástica ($\Psi(T, \dot{E}) \leq 0$), sabe-se que o incremento de deformação plástica é nulo ($[\dot{E}_p] = 0$). Na resposta elastoplástica ($\Psi(T, \dot{E}) > 0$), para a obtenção de $[\dot{E}_p]$, basta isolar $[\dot{E}]$ na equação elastoplástica e subtrair $[\dot{E}_e]$, obtendo-se:

$$[\dot{E}_p] = -\Psi(T, \dot{E})A(T)^{-1}[B(T)] \quad (37)$$

3.5.1 A montagem do modelo constitutivo

Segundo Nader (2015), usualmente, na construção de um modelo constitutivo elastoplástico, adota-se uma função P , para, com o auxílio de equações apropriadas, obter os termos da equação elastoplástica. Isso se inicia por postular que $[\dot{E}_p]$ seja, em cada instante, um múltiplo positivo de $P(T)$, cuja forma genérica é dada pela seguinte equação:

$$[\dot{E}_p] = m \cdot P(T), \quad m > 0 \quad (38)$$

A equação acima apresentada é conhecida na sua forma mais geral como lei de fluxo e é responsável por representar a direção e a magnitude dos incrementos de deformações plásticas no material.

A partir da função $P(T)$, da lei de fluxo e com manipulações das equações da seção anterior, obtêm-se os termos m e B necessários à utilização da teoria apresentada.

$$m = \frac{\Psi(T, \dot{E})}{\Psi(T, P(T))} \quad \text{sendo } \Psi(T, P(T)) = \nabla f(T) : A(T)[P(T)] \quad (39)$$

$$B(T) = -\frac{1}{\Psi(T, P(T))} \cdot A(T)[P(T)] \quad (40)$$

Quando se escolhe $P(T)$ de tal modo que $P(T) = \nabla f(T)$, diz-se que o fluxo é associado, e, como $\nabla f(T)$ é normal à superfície de plastificação (S), diz-se que vale a condição de normalidade, o que significa que os incrementos de deformações plásticas são proporcionais ao gradiente da função de plastificação, ou seja, normais à superfície S .

Cabe ressaltar que tanto o fluxo associado quanto a condição de normalidade, apesar de possibilitarem a existência de importantes teoremas, são apenas hipóteses, não havendo razões fundamentais que indiquem que elas devam valer (DAVIS; SELVADURAI, 2002).

3.6 O modelo Mohr-Coulomb

O modelo chamado simplesmente de Mohr-Coulomb, trata-se do modelo elastoplástico perfeito cuja superfície de plastificação é dada pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

O critério de Mohr-Coulomb caracteriza a ruptura de um ponto quando o círculo maior, gerado pelas tensões principais σ_1 e σ_3 , encosta na reta dada por:

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \tan \phi' \quad (41)$$

Figura 20 – Critério de resistência de Mohr-Coulomb

Fonte: Adaptado de Carreira (2014).

Para a utilização desse critério de resistência como uma superfície de plastificação para a teoria da plasticidade é necessário que o critério seja reescrito na forma de uma função, que possa ser usada como f .

$$f = -\sqrt{2} \cdot \sin(\phi') \cdot \xi + (\sqrt{3} \cdot \cos \theta + \sin \theta \cdot \sin \phi') \cdot \rho - \sqrt{6} c' \cdot \cos \theta = 0 \quad (42)$$

Figura 21 – Superfície de plastificação de Mohr-Coulomb

Fonte: Adaptado de Carreira (2014) e França (2006).

Nota-se que a superfície de plastificação de Mohr-Coulomb possui cantos, o que faz com que o gradiente da superfície (∇f), necessário para o cálculo elastoplástico, seja indeterminado nesses pontos. Para solucionar esse problema no cálculo numérico existem diversos métodos, que vão desde a alteração da superfície original por uma de aspecto mais suave, como a de Matsuoka e Nakai (1974), até alterações no algoritmo de cálculo, quando $[T]$ se encontra próximo de uma das arestas (Sloan e Booker, 1986).

No regime elástico, por sua vez, o comportamento do material é representado pela seguinte equação constitutiva:

$$[\dot{T}]_e = A(T)[\dot{E}] = \lambda \cdot (tr[\dot{E}])I + 2G \cdot [\dot{E}] \quad (43)$$

λ : primeiro parâmetro de Lamé

G : módulo de cisalhamento

I : matriz identidade 3x3

Segundo Nader (2015), em alguns problemas, conhecemos $[\dot{T}]$ e é de interesse determinar $[\dot{E}]$. Nesses casos calcula-se o traço de ambos os lados da equação (43):

$$tr([\dot{T}]_e) = tr(\lambda \cdot (tr[\dot{E}])I + 2G \cdot [\dot{E}]) \quad (44)$$

$$tr([\dot{T}]_e) = tr(\lambda \cdot (tr[\dot{E}])I) + tr(2G \cdot [\dot{E}]) \quad (45)$$

$$tr[\dot{T}]_e = 3\lambda \cdot tr[\dot{E}] + 2G \cdot tr[\dot{E}] = (3\lambda + 2G) \cdot tr[\dot{E}] \quad (46)$$

$$tr[\dot{E}] = tr[\dot{T}]_e / (3\lambda + 2G) \quad (47)$$

Insere-se a equação (47) na (43) e isola-se $[\dot{E}]$:

$$[\dot{T}]_e = \lambda \cdot (tr[\dot{T}]_e / (3\lambda + 2G))I + 2G \cdot [\dot{E}] \quad (48)$$

$$[\dot{E}] = \frac{1}{2G} \left\{ [\dot{T}]_e - \frac{\lambda}{(3\lambda + 2G)} (tr[\dot{T}]_e)I \right\} \quad (49)$$

Na teoria da elasticidade, normalmente utilizam-se os parâmetros E (módulo de elasticidade) e ν (coeficiente de Poisson), cujas relações com os parâmetros de Lamé são:

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad (50)$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (51)$$

Um parâmetro que é bastante importante, porém pouco utilizado de forma direta, é o módulo volumétrico K , que relaciona a tensão média com a deformação volumétrica.

$$K = \frac{3\lambda + 2G}{3} = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad (52)$$

Utilizando o módulo volumétrico e o de cisalhamento, é possível reescrever a equação da elasticidade dividindo o tensor das deformações na parte esférica e antiesférica da seguinte forma:

$$Sph([\dot{T}]_e) = 3K.Sph([\dot{E}]) \quad (53)$$

$$\begin{bmatrix} \frac{\sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz}}{3} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz}}{3} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz}}{3} \end{bmatrix} = 3K. \begin{bmatrix} \frac{e_{xx} + e_{yy} + e_{zz}}{3} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{e_{xx} + e_{yy} + e_{zz}}{3} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{e_{xx} + e_{yy} + e_{zz}}{3} \end{bmatrix} \quad (54)$$

$$Dev([\dot{T}]_e) = 2G.Dev([\dot{E}]) \quad (55)$$

$$\begin{bmatrix} \frac{2\sigma_{xx} - \sigma_{yy} - \sigma_{zz}}{3} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \frac{2\sigma_{yy} - \sigma_{xx} - \sigma_{zz}}{3} & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \frac{2\sigma_{zz} - \sigma_{xx} - \sigma_{yy}}{3} \end{bmatrix} = 2G. \begin{bmatrix} \frac{2e_{xx} - e_{yy} - e_{zz}}{3} & e_{xy} & e_{xz} \\ e_{yx} & \frac{2e_{yy} - e_{xx} - e_{zz}}{3} & e_{yz} \\ e_{zx} & e_{zy} & \frac{2e_{zz} - e_{xx} - e_{yy}}{3} \end{bmatrix} \quad (56)$$

$$[\dot{T}]_e = Sph([\dot{T}]_e) + Dev([\dot{T}]_e) = 3K.Sph([\dot{E}]) + 2G.Dev([\dot{E}]) \quad (57)$$

Por meio das equações (53) a (57) é possível constatar que variações nas distorções só ocorrem quando há uma variação nas tensões de cisalhamento (parte antiesférica dos tensores) e que, quando não ocorre variação do tensor esférico ou da tensão média ($\sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz}/3$), o incremento de deformação volumétrica é nulo. Isto fica claro na equação (56), em que a soma dos termos da diagonal é zero.

Normalmente, os solos encontram-se em um estado inicial de tensões não nulo, conforme já mencionado no item 3.5. Em geral, admite-se em problemas geotécnicos que nesse estado de tensão inicial, os planos verticais e horizontais são planos principais ($\tau_{xy} = \tau_{yz} = \tau_{zx} = 0$), embora não seja um fator limitante da análise.

A tensão vertical inicial é obtida calculando-se a tensão dada pelo “peso” de solo em cada ponto. Com a tensão vertical calculada, obtêm-se as tensões horizontais por meio da expressão (58), onde Ko é o coeficiente de empuxo em repouso (geralmente menor que 1).

$$\sigma_{xx} = \sigma_{yy} = Ko.\sigma_{zz} \quad (58)$$

Assim, o tensor das tensões para a condição inicial $[T]_0$ assume a seguinte forma:

$$[T]_0 = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} Ko.\sigma_{zz} & 0 & 0 \\ 0 & Ko.\sigma_{zz} & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_{zz} \end{bmatrix} = \gamma.h \begin{bmatrix} Ko & 0 & 0 \\ 0 & Ko & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (59)$$

γ : peso específico do solo

h : altura de solo acima do ponto

Decompondo $[T]_0$, obtêm-se:

$$Sph([T]_0) = \gamma.h \begin{bmatrix} (2Ko + 1)/3 & 0 & 0 \\ 0 & (2Ko + 1)/3 & 0 \\ 0 & 0 & (2Ko + 1)/3 \end{bmatrix} \quad (60)$$

$$Dev([T]_0) = \gamma \cdot h \begin{bmatrix} (Ko - 1)/3 & 0 & 0 \\ 0 & (Ko - 1)/3 & 0 \\ 0 & 0 & (1 - Ko) \cdot 2/3 \end{bmatrix} \quad (61)$$

$$J_2 = \frac{1}{2} \cdot [\gamma \cdot h \cdot (Ko - 1)]^2 \quad (62)$$

$$\rho = \sqrt{2J_2} = \gamma \cdot h \cdot |Ko - 1| \quad (63)$$

$$\xi = \frac{1}{\sqrt{3}} I_1 = \frac{\gamma \cdot h}{\sqrt{3}} (2Ko + 1) \quad (64)$$

Pode ser observado no valor de ρ para o estado inicial do solo que, para Ko diferente de 1, o ponto do espaço das tensões principais fica fora do eixo hidrostático e, portanto, mais próximo da superfície de plastificação.

A partir do estado inicial, o solo pode sofrer qualquer variação de tensão, que está associada a aumento ou redução das tensões média e desviadora, sendo que a ocorrência de plastificação usualmente está associada às trajetórias que indicam o aumento de ρ , com o ponto se afastando do eixo hidrostático devido a um acréscimo da tensão desviadora (aumento do cisalhamento). Nessas trajetórias as deformações elásticas são governadas predominantemente pelo módulo de cisalhamento (G), como pode ser observado pela equação (57).

Embora menos comum nos problemas usuais, um material pode atingir a superfície de plastificação mediante uma redução de ξ , desde que a componente ρ não seja reduzida ou que sua redução não seja significativa. Nessas trajetórias, as deformações são bem menores do que naquelas em que o cisalhamento predomina, pois o módulo volumétrico em geral é elevado.

A obtenção dos parâmetros necessários à utilização do modelo de Mohr-Coulomb normalmente é feita por meio de ensaios triaxiais drenados. Segundo Pinto (2009), o ensaio triaxial consiste na aplicação de um estado hidrostático de tensões e de um carregamento axial sobre um corpo de prova cilíndrico. Para isso, o corpo de prova é colocado em uma câmara de ensaio, envolto em membrana de borracha.

Figura 22 – Esquema do aparelho de ensaio triaxial

Fonte: Pinto (2009), página 266.

A câmara é então preenchida com água, à qual é aplicada uma pressão, conhecida como pressão confinante, deixando o material ensaiado em um estado hidrostático de tensões. Após esse procedimento, o ensaio se inicia aplicando um carregamento axial ao corpo de prova, o qual é medido junto com a deformação axial e a deformação volumétrica.

Para a interpretação do ensaio, assume-se a inexistência de atrito do corpo de prova com o aparelho, o que resulta na hipótese de que as tensões de cisalhamento são nulas nas bases e na lateral do corpo de prova. Como consequência disso, os planos horizontais e verticais do ensaio são planos principais, sendo a tensão vertical e a tensão confinante ambas tensões principais. À tensão adicional, introduzida pelo carregamento axial, é dado o nome de tensão desviadora (q).

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (65)$$

Os resultados do ensaio são então colocados na forma de gráficos, no qual é possível obter o módulo de elasticidade (E) e o coeficiente de Poisson (ν). O módulo volumétrico (K) e o módulo de cisalhamento (G) podem ser obtidos a partir de relações entre os outros parâmetros elásticos.

Figura 23 – Apresentação de ensaios triaxiais e interpretação dos parâmetros

Ao realizar mais de um ensaio triaxial, os círculos de Mohr referentes aos pontos em que foi caracterizada a ruptura (escoamento) durante cada um dos ensaios, podem ser construídos, possibilitando a obtenção dos parâmetros de coesão e ângulo de atrito do material.

Figura 24 – Obtenção dos parâmetros de resistência

A maioria dos solos porém, fora do regime das pequenas deformações, não apresenta comportamento elástico bem definido, como o que foi ilustrado na Figura 23, sendo o seu módulo de elasticidade secante variável em função do nível de deformação apresentado, conforme apresentado na Figura 25, que representa um ensaio triaxial em material real (argila porosa da formação São Paulo).

Observa-se no gráfico de tensão cisalhante por deformação axial que o módulo de elasticidade secante do material ensaiado apresenta valor extremamente elevado no início, com a deformação axial em valores inferiores a 1%, sofrendo redução progressiva até o material indicar a ocorrência de plastificação.

Para a aplicação do modelo de Mohr-Coulomb, geralmente é utilizado um módulo de elasticidade correspondente a 50% da deformação de ruptura, contante e independente das tensões confinantes, denominado E_{50} . Ainda na Figura 25 é possível observar o comportamento que o modelo constitutivo apresentaria, caso fosse escolhido o módulo E_{50} .

Figura 25 – Ensaio triaxial CD de compressão carregamento de uma argila porosa ($\sigma_3=49\text{kPa}$)

Fonte: Machado (2011), página 58.

Se esse parâmetro (E_{50}) fosse utilizado na avaliação de um problema em que os níveis de deformações apresentados fossem pequenos (menores que 1%, por exemplo), os deslocamentos obtidos pela análise seriam superestimados, e isso não por falha do modelo constitutivo, mas pela escolha inadequada do parâmetro.

Por isso, o processo de escolha do módulo de elasticidade a ser utilizado numa análise numérica deve ser feito com bastante cuidado, sempre levando em consideração a magnitude das deformações que são esperadas no problema analisado.

Também é possível encontrar recomendações de módulos de elasticidade em diversas bibliografias – tais valores devem ser tratados com cautela, principalmente quando não é especificado o nível de deformação em que o módulo foi obtido.

Outra característica bastante conhecida da maioria dos solos, conforme mencionado brevemente no item 2.1, é o fato de sua rigidez depender da trajetória de tensões a que eles são submetidos.

A análise da trajetória de tensões é feita em termos dos invariantes p e q , devido à sua obtenção direta dos ensaios triaxiais.

$$p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} \quad (\text{ensaio triaxial}) \quad (66)$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (\text{ensaio triaxial}) \quad (67)$$

$$p = \frac{\xi}{\sqrt{3}} \quad (\text{caso geral}) \quad (68)$$

$$q = \frac{\sqrt{6}}{2} \cdot \rho \quad (\text{caso geral}) \quad (69)$$

A Figura 26 ilustra algumas das principais trajetórias de tensões possíveis que um ponto pode sofrer e os problemas de engenharia em que essas trajetórias podem ser encontradas.

O tipo mais comum de ensaio triaxial é o ensaio com carregamento axial crescente e pressão confinante constante, que produz trajetória de tensão com aumento das tensões p e q , denominada trajetória de compressão carregamento.

É possível observar pela figura que os pontos localizados abaixo de uma escavação sofrem extensão vertical com descarregamento ou, em termos de tensões, redução das tensões p e q , justamente o contrário do observado no tipo de ensaio mais comum.

Figura 26 – Trajetórias de tensões em problemas comuns

Fonte: Cecílio (2009), página 52.

Em sua dissertação, Najjar (2008) analisa os resultados de ensaios triaxiais submetidos a diferentes trajetórias de tensão apresentados em Lambe e Whitman (1969), chegando à conclusão de que, para aquele material, o valor do módulo E_{50} referente às trajetórias de descarregamento com aumento da desviadora e de extensão carregamento era cerca de quatro vezes o valor do E_{50} nas trajetórias de compressão carregamento (ensaio convencional). Lambe e Whitman (1969) não apresentam ensaios em trajetórias de descarregamento com redução da desviadora, o que não permitiu a Najjar (2008) realizar igual procedimento para essa trajetória.

Najjar (2008) e Cecílio (2009) apresentam os resultados de ensaios triaxiais drenados em uma argila siltosa rija e uma areia densa, obtidos de Medeiros e Eisenstein (1983), sendo possível observar os valores do módulo de elasticidade tangente em função da deformação axial, para diferentes trajetórias de tensão.

Observa-se pelos resultados desses ensaios (Figura 27) que a argila siltosa apresentou valor de E_0 (módulo de elasticidade inicial) próximo de 90MPa na trajetória de compressão passiva (aumento da tensão média e redução da desviadora) e cerca de 200MPa na trajetória de compressão ativa (redução da tensão média e aumento

da desviadora), o que daria uma relação de aproximadamente 2 entre os módulos iniciais. Nos resultados da areia, o comportamento e a relação entre os módulos são semelhantes.

Figura 27 – Resultados dos ensaios de Medeiros e Eisenstein (1983)

Fonte: Najjar (2008), página 48.

Lo e Ramsay (1991), apresentam em seu trabalho módulos de elasticidade obtidos de ensaios de carregamento e descarregamento triaxial (ver Figura 2), em que é possível observar razão de aproximadamente 2 entre o módulo de elasticidade na condição de descarregamento e na condição de carregamento. Não foi mencionado, no entanto, o nível de deformação em que esses módulos foram obtidos.

França (2006) não faz uma discussão com foco específico na relação entre o módulo de elasticidade durante trajetórias de descarregamento e carregamento, mas ao calibrar o modelo Hardening-Soil para uma argila porosa da formação São Paulo, o módulo de descarregamento utilizado (E_{ur}) foi de cinco a dez vezes o valor de E_{50} na trajetória de carregamento.

Figura 28 – Relação tensão-deformação do modelo Hardening Soil

Fonte: França (2006), página 148.

Ng et al. (2015) menciona que a relação entre o módulo de descarregamento ou recarregamento, é normalmente de duas a três vezes o módulo de carregamento tangente inicial, para a maioria dos solos.

Com base nesses trabalhos, é possível concluir que quando se dispõe apenas de ensaios triaxiais convencionais, a adoção de um módulo de elasticidade para o descarregamento com o valor de duas a três vezes o módulo inicial do ensaio convencional é justificável.

Quando se trata da relação entre o módulo de elasticidade inicial (pequenas deformações) na condição de descarregamento (E_0 na condição de descarregamento) e módulo de elasticidade secante a 50% da deformação de ruptura no ensaio convencional (E_{50} no ensaio convencional), essa relação pode ser bem mais elevada, chegando a dez vezes.

3.7 Trajetórias de tensão em túneis e escavações

Neste item serão apresentadas algumas análises numéricas utilizando o método dos elementos finitos com o modelo Mohr-Coulomb como modelo constitutivo. As discussões sobre o processo de modelagem da execução do túnel e da escavação da vala serão feitas posteriormente. Neste momento o leitor deve atentar apenas para a discussão sobre as trajetórias de tensões e os parâmetros mais adequados a utilizar durante a simulação de uma escavação acima de um túnel já existente.

A Figura 29 apresenta a variação da tensão média p , entre as fases anterior e posterior à execução de um túnel. Observa-se que durante a etapa de execução do túnel há aumento das tensões médias atuantes nas laterais do túnel e sua redução nas geratrizes superior e inferior, sendo o alívio das tensões médias na parte inferior do túnel mais elevado do que o da parte superior.

Figura 29 – Variação das tensões p relativas à fase inicial

Ao longo das direções bisettrizes dos eixos x e y , é possível notar que as variações nas tensões médias são praticamente nulas, assim como nas regiões mais afastadas do túnel.

Já na Figura 30, que representa a variação da tensão média entre a fase anterior à escavação da vala (com o túnel já executado) e após a vala escavada, observa-se que praticamente todo o maciço sofre redução na tensão média, com exceção de uma pequena área localizada junto à parte inferior da face vertical escavada.

Figura 30 – Variação das tensões p relativas ao estado “atual”

Analisando a variação das tensões desviadoras (q) entre as fases inicial e posterior à execução do túnel (Figura 31), é possível perceber redução nas regiões abaixo e acima dele. Nas regiões próximas às geratrizes laterais nota-se pouca variação da grandeza, enquanto na região entre as geratrizes laterais e superior e entre as geratrizes laterais e inferior ocorre aumento de q .

Figura 31 – Variação das tensões q relativas à fase inicial (tf/m²)

Figura 32 – Variação das tensões q relativas ao estado “atual” (tf/m²)

Quando se comparam as tensões desviadoras entre as fases anterior e posterior (Figura 32) à escavação, nota-se um pequeno aumento nas regiões próximas às geratrizes laterais, enquanto o restante do maciço na região abaixo da vala apresenta redução da tensão desviadora.

A Figura 33 mostra a trajetória de alguns pontos próximos ao túnel.

Figura 33 – Trajetória de tensões no espaço octaédrico

É possível constatar que, durante a execução do túnel, os pontos percorrem diversas trajetórias de tensão, sendo:

- Nas geratrizes superior e inferior do túnel (pontos A e E) tanto a tensão média quanto a tensão desviadora são reduzidas, indicando a ocorrência de descarregamento, cujo comportamento é “mais rígido”.
- Próximo à geratriz lateral (ponto C) ocorre aumento da tensão média em conjunto com pequena variação da tensão cisalhante, que seria uma trajetória mais próxima de um caso de carregamento isotrópico.
- Na região entre a geratriz lateral e a superior (ponto B) ocorre pequeno aumento da tensão média com aumento maior da tensão cisalhante, indicando trajetória mais próxima do caso de compressão carregamento.
- Na região entre a geratriz lateral e a inferior (ponto D) nota-se um pequeno aumento da desviadora em conjunto com uma redução da tensão média, indicando uma trajetória de descarregamento com aumento de q .

Essa análise permite perceber que, durante a escavação de um túnel, os pontos localizados próximo a ele sofrem trajetórias de tensão bastante distintas.

Usualmente na análise de túneis utilizando o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, em que só é possível a utilização de um módulo de elasticidade por fase simulada, é utilizado o módulo de elasticidade secante correspondente a 50% da deformação de ruptura (E_{50}) obtido através do ensaio triaxial drenado mais comum, representando a trajetória de compressão carregamento. Machado (2011), em sua dissertação, obtém bons resultados adotando E_{50} durante a simulação numérica da execução de um túnel nas argilas da Av. Paulista utilizando o modelo de Mohr-Coulomb.

Entre as fases posterior à execução do túnel (antes da escavação da vala) e posterior à escavação da vala observa-se que com exceção do ponto C, em que ocorre redução da tensão média com um pequeno acréscimo na tensão desviadora, o restante dos pontos (A, B, D e E) sofre grandes reduções na tensão média e na tensão cisalhante, indicando uma trajetória de descarregamento com redução de q , ambas de comportamento mais rígido do que o dado por ensaios convencionais.

Como as simulações numéricas normalmente são feitas por etapas, a maioria dos programas numéricos comerciais permite a alteração dos parâmetros de uma fase para a outra. Isso significa que, se as trajetórias são bastante distintas entre uma fase e outra do modelo, pode ser utilizado o artifício de alterar os parâmetros entre as fases para melhor representar o problema, reduzindo assim a deficiência do modelo constitutivo.

Portanto, dado que a trajetória de tensão do maciço durante a simulação da escavação acima do túnel é predominantemente de descarregamento, seria mais adequada a utilização de um módulo de elasticidade mais elevado nessa etapa.

Quanto ao nível de deformação, no estudo do caso de Toronto, Lo e Ramsay (1991) relatam que o material apresentava rigidez constante até uma deformação axial de aproximadamente 0,4%, durante um ensaio de extensão axial. O valor correspondente a essa deformação foi utilizado em uma das análises numéricas realizadas, resultando em deslocamentos superestimados em relação ao que se verificou na obra.

No trabalho de Ng et al. (2015), durante a utilização do modelo Mohr-Coulomb foi adotado para o módulo de elasticidade o valor correspondente ao módulo secante a

0,1% de deformação axial, conhecido como $E_{0,1}$. Com a utilização desse parâmetro, foram obtidos resultados satisfatórios, conforme apresentado no capítulo 2.

Analisando o que foi exposto e discutido neste capítulo, chega-se à conclusão de que ao utilizar o valor E_{50} obtido a partir de ensaios triaxiais convencionais (compressão axial com pressão confinante constante) para simular a etapa de execução de um túnel, poderia-se aumentar o módulo de elasticidade de duas a dez vezes para simular a escavação da vala, a depender da relação entre E_{50} e $E_{0,1}$ obtida pelo ensaio convencional.

4 O ESTADO ATUAL DO TÚNEL

Como as análises para avaliar os efeitos de escavações em túneis já existentes normalmente são feitas quando o túnel já se encontra executado e a escavação ainda está sendo planejada, será utilizada a definição de “estado atual” para se referir ao estado do túnel e do maciço anterior à realização das escavações.

Para que a análise do efeito de uma escavação acima de um túnel seja possível, é necessário que se conheça, *a priori*, o estado atual do túnel e do maciço.

Um modo de obter esse estado atual consiste em simular a execução do túnel existente. Ao final de tal modelagem, obtém-se o túnel executado e carregado, assim como um maciço com tensões provenientes dessa execução, possibilitando a simulação de uma futura escavação nas proximidades do túnel para a avaliação de seus efeitos.

Este capítulo aborda esse processo de modelagem, bem como discute os principais parâmetros e suas influências nos resultados.

4.1 Simulação numérica de túneis

O processo de execução de um túnel, por mais simples que seja seu método construtivo, é de natureza altamente tridimensional, uma vez que, próximo à frente de escavação, ocorre, além do arqueamento longitudinal e transversal de tensões, aumento progressivo da espessura, da rigidez e da resistência do revestimento em execução.

Apesar dessa natureza tridimensional, a simulação numérica de túneis por meio de modelos bidimensionais é possível, sendo ainda hoje a maneira mais utilizada pelas empresas de projeto do país.

Dentre os modelos bidimensionais existentes, destacam-se os pertencentes ao grupo dos modelos de ações espontâneas (MAE), por possibilitar que, após a simulação do túnel e obtenção do estado atual, sejam simuladas novas etapas, como, por exemplo,

a escavação da vala.

Os modelos do tipo MAE se caracterizam pelo fato de que “a ação no suporte é um esforço interno da estrutura maciço-suporte quando submetida ao alívio de tensões iniciais que representa a escavação” (MAFFEI, 1982, p. 160).

São abordados a seguir os principais tipos de modelos bidimensionais desse grupo utilizados atualmente nas análises numéricas de túneis. Alguns dos modelos são descritos da igual forma, porém com nome diferente, tendo sido adotada a nomenclatura empregada por Maffei (1995).

4.1.1 Modelo rígido

No modelo rígido, a escavação do túnel é simulada em apenas uma etapa, com a introdução do suporte (revestimento) na mesma etapa em que é simulada a escavação, desprezando-se, dessa forma, os deslocamento ocorridos previamente à instalação do suporte.

Figura 34 – Modelo rígido

Os esforços no revestimento resultantes da utilização desse modelo de cálculo são sempre superiores aos esforços obtidos pelos outros modelos de ações espontâneas, quando não ocorre plastificação excessiva do maciço (alívios elevados).

O emprego desse procedimento é uma abordagem bastante conservadora de dimensionamento, sendo adotada apenas em casos especiais, quando por exemplo, se despreza o arqueamento do solo.

Apesar do nome “rígido”, o revestimento do túnel não é tratado como elemento de rigidez infinita, e, segundo Ishitani (1990), alguns autores, durante a sua utilização, fazem uso de módulos de rigidez reduzidos para o revestimento.

4.1.2 Modelo de redução de carga

Também conhecido como modelo alfa (α), no modelo de redução de carga supõe-se que uma parcela das tensões iniciais não atue após a instalação do suporte devido aos deslocamentos anteriores à sua instalação (MAFFEI, 1982; ISHITANI, 1990).

Desse modo, é aplicado um fator α (menor que 1) multiplicando as tensões iniciais como forma de atenuá-las, reduzindo assim o esforço atuante no revestimento.

Figura 35 – Modelo de redução de carga

Observa-se que esse modelo trata-se de um aprimoramento do modelo rígido, e que, caso o fator α seja igual a 1, os dois modelos são equivalentes.

Embora a consideração do fator de redução “ α ” torne mais realistas os esforços obtidos para o revestimento do túnel, uma vez que de certa forma simula um arqueamento do solo, a depender do modo como o procedimento é implementado, a utilização do estado de tensão resultante no maciço para a simulação de posteriores escavações fica prejudicada, quando, por exemplo, se aplica o fator “ α ” a todo o maciço, como em alguns *softwares* comerciais.

4.1.3 Modelo de substituição progressiva do núcleo

Nesse modelo, o efeito tridimensional devido à influência da frente de escavação é representado por substituições progressivas do material do núcleo (seção de escavação), técnica conhecida como *core replacement*.

Após a definição do estado inicial de equilíbrio do maciço, o material da seção de escavação é substituído por outro, sem tensões iniciais, mobilizando certa deformação do maciço, a qual vai depender do módulo de elasticidade adotado para o núcleo. Posteriormente, o núcleo é retirado, e o revestimento, introduzido.

O modelo permite simular fases intermediárias entre a primeira substituição do núcleo e sua escavação total, iniciando com rigidez reduzida do revestimento e aumentando-a a cada fase intermediária, simulando, assim, o aumento de rigidez do concreto em função do tempo, o aumento de sua espessura com o afastamento da frente (no caso de concreto projetado) e o aumento dos carregamentos.

Como resultado do modelo, obtêm-se esforços menores do que com o modelo rígido, dada a deformação prévia do maciço, anterior à instalação do revestimento.

Figura 36 – Modelo de debilitação progressiva do núcleo

4.2 Carregamento atuante

Durante a construção de túneis de concreto projetado normalmente é feita a divisão da execução do revestimento em duas camadas, chamadas de revestimento primário e secundário.

A função dessas duas estruturas é bastante distinta. O revestimento primário faz parte dos elementos de suporte do túnel, que, segundo Maffei (1995), são dimensionados para equilibrar o carregamento que ocorre durante a construção, sendo por isso também chamado de estrutura provisória.

O revestimento secundário, por sua vez, é um elemento adicional, cuja função é fazer com que o túnel atinja segurança adequada, "equilibrando um carregamento potencial definido com fatores de segurança normatizados" (MAFFEI, 1995), em conjunto com os demais elementos do revestimento final, do qual faz parte.

Figura 37 – Seção típica de um túnel

Fonte: Arquivos da Maffei Engenharia.

4.2.1 O carregamento básico

Segundo Murakami (2001), o carregamento básico é definido como aquele que se desenvolve numa seção afastada o suficiente da frente de escavação ($\sim 2D$). Pelo fato de se tratar de uma ação temporária, são desconsideradas possíveis sobrecargas em função de futuras construções, bem como a eventual acomodação do maciço por efeitos de *creeping* (deformações de longo prazo).

A obtenção do seu valor se dá através de recomendações baseadas em observações e experiência do comportamento de túneis, feitas inicialmente por Terzaghi e reproduzidas em bibliografias como Proctor e White (1977), e FHWA (2009).

Figura 38 – Recomendações para carregamentos básicos³

Table 7-6 Initial Support Loads for Tunnels in Soft Ground			
Geology	Circular Tunnel	Horseshoe Tunnel	Notes
Running ground	Lessor of full overburden or 1.0 B	Lessor of full overburden or 2.0 B	Floor indicated in horseshoe if compressed air used. Otherwise ignore compressed air
Flowing ground in air free	Lessor of full overburden or 2.0 B	Lessor of full overburden or 4.0 B	Stiff floor required in horseshoe
Raveling ground <ul style="list-style-type: none"> • Above water table • Below water table 	Same as running ground Same as flowing ground	Same as running ground Same as flowing ground	Stiff floor required in horseshoe Stiff floor required in horseshoe
Squeezing ground	Depth to tunnel springline	Depth to tunnel springline	
Swelling ground	Same as raveling ground	Same as raveling ground	

Fonte: FHWA (2009).

A partir das características do túnel, como sua forma e tamanho, e do comportamento do solo, define-se uma altura de solo para caracterizar o carregamento básico. Na maioria dos casos, em que os túneis são quase circulares e os solos “bem comportados”, é adotado o valor de uma a uma vez e meia a largura do túnel (B) para a altura da cunha de solo representando o carregamento básico.

O carregamento básico é então estimado a partir da seguinte equação, onde h' representa a altura da cunha de solo:

$$p_{\text{básico}} = \gamma \cdot h' \quad (70)$$

³ A variável B é a largura do túnel.

Figura 39 – Carregamento básico

Esse valor é então utilizado para a calibração do modelo numérico, verificando-se se a pressão de contato do maciço com o revestimento é compatível com o valor de $p_{básico}$.

Outra maneira de verificar se o modelo numérico, qualquer que seja o utilizado, está funcionando adequadamente, é comparar o esforço normal obtido do modelo numérico com o valor dado pela equação da teoria das cascas (71), onde R é o raio da calota.

$$N_{básico} = p_{básico} * R \quad (71)$$

O modelo rígido é incapaz de gerar resultado deste tipo pelo fato de não poder ser calibrado.

4.2.2 O carregamento potencial

O carregamento potencial, como o próprio nome já indica, reflete os carregamentos possíveis de ocorrer ao longo da vida útil da obra, ou seja, após concluída sua construção.

4.2.2.1 Carregamento devido ao maciço

A consideração do carregamento potencial devido ao solo pode ser feita de forma simplificada, majorando a altura de solo (h') responsável pelo carregamento básico no túnel. Esse valor é normalmente adotado como duas vezes e meia a largura da seção de escavação ($h' = 2,5.B$), limitado à cobertura real do túnel ($h' \leq H$), pois entende-se que a consideração da mobilização dessa “cunha” engloba com segurança os mais variados tipos de solo (MAFFEI, 1995), tal como pode ser observado na Figura 38.

Claro que em casos excepcionais, nos quais o arqueamento do solo não pode ser considerado, deve ser utilizada a cobertura total do túnel como carregamento.

4.2.2.2 Empuxo hidrostático

O empuxo hidrostático é a parcela de carregamento proveniente das pressões de água; seu valor e o do carregamento devido ao maciço estão relacionados, uma vez que a reologia do maciço é dependente das tensões efetivas.

Durante a consideração do carregamento hidrostático é importante ter o cuidado de considerar diversas posições para o nível de água, devido ao fato de que, em função de a relação entre as pressões verticais e horizontais atuantes no revestimento ser alterada pela existência da água, a posição do nível de água que causa a solicitação mais crítica no revestimento não é necessariamente a posição mais elevada.

4.2.2.3 Sobrecargas de superfície

Quanto às sobrecargas de superfície, devido à diferença de magnitude entre as solicitações por elas causadas e as do carregamento de solo, a não ser que o túnel possua baixa cobertura, ou as sobrecargas de superfície sejam extremamente

elevadas, elas não merecem nenhuma atenção especial, podendo inclusive serem desprezadas, como acontece na maioria dos projetos.

4.2.2.4 Carregamentos especiais

Carregamentos especiais são utilizados quando se tem algum outro fator significativo que poderia causar solicitações importantes no revestimento do túnel, afetando sua segurança caso não seja considerado ou mesmo quando se deseja estimar uma situação que o túnel possa vir a sofrer no futuro, de modo a prepará-lo para uma expansão urbana.

Exemplos desses carregamentos são:

- Possíveis sobrecargas devidas a futuras edificações e suas fundações;
- Trens-tipo ferroviários de peso elevado.

Poderia ser enquadrado nessa categoria, o alívio de pressões causado por futuras escavações nas proximidades do túnel, no caso de haver alguma previsão desse tipo de obra em suas proximidades.

4.2.3 Incertezas quanto ao carregamento real

Nos itens anteriores foram apresentados alguns dos critérios utilizados para definir os carregamentos atuantes em túneis. Convém ressaltar que a área de túneis é carente de normatização quanto aos critérios de projeto, e que também existem inúmeros métodos e técnicas de análises numéricas, além de não existir um consenso formado sobre qual é a mais adequada.

Quanto aos carregamentos apresentados, a parcela mais relevante é a decorrente do peso de solo, ou seja, o carregamento devido ao maciço.

Apesar de haver recomendações sobre o valor que essa parcela de carregamento pode assumir, determinar com precisão quanto é seu valor em um túnel já existente é uma tarefa impossível.

Se poderia pensar em adotar o maior valor possível para esse carregamento, com a ideia de que, ao fazer isso, se estaria adotando uma hipótese conservadora. Se o problema se tratasse apenas de um caso de dimensionamento de túnel, a adoção desse procedimento realmente é uma atitude segura. No entanto, na definição de um estado de carregamento real para um túnel qualquer, com a intenção de simular um novo acontecimento sobre ele, não é possível afirmar que esse procedimento seja seguro, como será visto posteriormente.

4.3 Obtendo o estado atual

Conforme já dito no início deste capítulo, para que sejam possíveis a modelagem numérica da escavação e a avaliação de sua influência em um túnel já existente, é necessário, entre outras coisas, que se conheçam o estado de tensão no maciço e o estado de carregamento no túnel existente.

Para a definição do carregamento a ser adotado para o túnel, a parcela mais relevante e de difícil avaliação é a referente ao carregamento de solo. De acordo com o item 4.2, essa parcela pode ter desde um valor correspondente ao menor carregamento básico (equivalente à largura do túnel) até o chamado carregamento total, em que é desconsiderado qualquer efeito de arqueamento do maciço.

O fenômeno do arqueamento, uma vez que é decorrente da mobilização da resistência do maciço, pode ser considerado para a maioria dos solos, com exceção de argilas muito moles e solos com planos de fraqueza⁴ que prejudiquem o arqueamento.

Mesmo descartando esses casos especiais, em que não ocorre o arqueamento das tensões no solo, e seguindo a recomendação para o carregamento de solo potencial (item 4.2.2.1), de modo a limitar o carregamento no túnel, ainda seria possível definir infinitos estados de carregamento para o túnel, com a altura da cunha de solo (h') variando desde 1 até $2,5 B$.

⁴ Verticais e longitudinais ao eixo do túnel.

Figura 40 – Arqueamento transversal

Fonte: Adaptado de França (2006).

Em razão da impossibilidade de medir diretamente o estado de carregamento de um determinado túnel e da variedade de estados de carregamento em que ele pode se encontrar, faz-se necessária a consideração de mais de um valor para o carregamento de solo atuante.

Uma alternativa possível para resolver essa questão na análise de um problema real é fazer mais de uma simulação, obtendo mais de um estado atual do túnel, para posteriormente simular a escavação.

Para controlar a introdução desses carregamentos no túnel, será utilizada uma técnica semelhante à empregada no modelo de redução de carga (item 4.1.2). A princípio, também poderia ser feito uso da técnica de *core replacement*, porém, como a calibração do modelo por essa técnica é mais difícil, a outra foi escolhida.

O processo de modelagem adotado para o estabelecimento do estado atual do túnel e do maciço, consiste de três etapas (ilustradas na Figura 41).

1. Primeiro é estabelecido um estado de tensões iniciais para o maciço e são zerados seus deslocamentos.
2. Posteriormente são realizadas em uma mesma etapa, a remoção do material na seção do túnel e a aplicação na borda de escavação de um percentual das tensões atuantes nessa borda na fase 1 do modelo.
3. Na última etapa, é adicionado o revestimento do túnel e zerada a porcentagem da tensão de estabilização da abertura utilizada na fase 2.

Figura 41 – Modelo de carregamento utilizado

Para ilustrar a metodologia adotada para o carregamento do túnel realiza-se a simulação numérica de um caso hipotético.

O problema hipotético consiste na simulação do carregamento de um túnel com 10 metros de diâmetro executado em um maciço homogêneo, sendo seu comportamento representado pelo modelo constitutivo mais utilizado atualmente na simulação numérica de túneis, o elastoplástico perfeito, com a superfície de plastificação definida pelo critério de Mohr Coulomb.

Os parâmetros de entrada do modelo constitutivo utilizado foram adotados com base em uma argila média:

Tabela 2 – Propriedades do solo

Propriedades dos solos do modelo						
Camada	E (tf/m ²)	ν	c (tf/m ²)	ϕ (°)	K ₀	γ (tf/m ³)
Solo	2000	0.3	2.0	28	0.5	1.8

Figura 42 – Teste do carregamento do túnel

O revestimento do túnel, em vez de ser representado como um meio contínuo, foi representado por elementos lineares de comportamento elástico (*liner*).

A representação da estrutura por esse tipo de elemento é vantajosa tanto pelo fato de o dimensionamento e a verificação estrutural de revestimentos de concreto armado de túneis normalmente serem baseados em esforços solicitantes⁵ quanto por facilitar a posterior comparação da influência das escavações.

Os parâmetros de entrada do *liner* são apenas o módulo de elasticidade (E), o coeficiente de Poisson (ν) e a espessura do revestimento ($esp.$).

⁵ Esforço normal, momento fletor e esforço cortante.

Tabela 3 – Propriedades do liner

Propriedades do <i>liner</i>			
Elemento	E (tf/m ²)	ν	esp. (m)
Túnel	2,100,000	0.2	0.3

Foram realizados modelos variando o valor do fator multiplicador das tensões iniciais no maciço (α) de 0,7 a 1 para estudar seu impacto nos esforços solicitantes do túnel.

Figura 43 – Etapas do modelo de carregamento

Nas figuras a seguir são apresentadas algumas das principais informações de saída do modelo numérico.

Figura 44 – Tensão principal σ_1 ($\alpha=1$)

Analisando as tensões principais σ_1 apresentadas na Figura 44, observa-se que não há variações no campo de tensões entre as fases 1 e 2 do modelo. Esse comportamento é esperado, uma vez que foram aplicados aos nós da borda de escavação tensões iguais às que antes atuavam neles, equilibrando o modelo sem necessidade de novas deformações ou variações no campo de tensões.

Embora a modelagem dessa fase não fosse necessária, ela foi importante para testar o comportamento do modelo em um caso em que já se sabia o que deveria acontecer.

Nas figuras 45 e 46 estão apresentados os esforços solicitantes atuantes no revestimento do túnel e as pressões de contato com o maciço obtidos pelo modelo numérico com α igual a 1.

Figura 45 – Esforços solicitantes obtidos (N, M e V) – ($\alpha=1$)

Figura 46 – Tensões de contato com o maciço (normal e tangencial) – ($\alpha=1$)

Para possibilitar uma comparação mais fácil dos valores e evitar grandes quantidades de figuras, convém apresentar esses valores na forma de gráficos, como na Figura 47. Os nós foram numerados a partir da geratriz lateral direita e em sentido anti-horário.

Figura 47 – Esforços e tensões atuantes no revestimento em função de α

Observa-se que, no caso analisado, as formas dos gráficos não sofrem influência significativa do valor utilizado para α , bem como que a diferença de valores entre as grandezas é visualmente proporcional, fato que pode ser explicado pela linearidade existente nos modelos constitutivos e pela pouca plastificação apresentada.

4.4 Influência dos parâmetros

Os carregamentos obtidos para o túnel durante a simulação de sua execução são de extrema importância para a análise da segurança da estrutura na etapa posterior à escavação da vala.

Neste item faz-se um estudo paramétrico, variando os principais parâmetros de entrada no modelo para obtenção do estado atual do túnel, o que permite a identificação dos parâmetros mais relevantes para o problema e do modo como eles influenciam os resultados.

Os resultados da análise do fator alfa já foram apresentados no item anterior, para ilustrar o funcionamento do modelo.

4.4.1 Módulo de elasticidade do solo

A fim de estudar o efeito do módulo de elasticidade adotado para o solo durante a fase de execução do túnel no estado atual obtido, são efetuados três modelos numéricos, com o fator α igual a 1 e com parâmetros iguais aos do revestimento.

Tabela 4 – Parâmetros das análises

Propriedades dos solos do modelo						
Caso	E (tf/m ²)	ν	c (tf/m ²)	ϕ (°)	K_0	γ (tf/m ³)
1	2000	0.3	2.0	28	0.5	1.8
2	5000	0.3	2.0	28	0.5	1.8
3	10000	0.3	2.0	28	0.5	1.8

Analisando os resultados das simulações (Figura 48), constata-se que ao aumentar o módulo de elasticidade do solo, o esforço normal e as tensões de contato não são influenciados de forma significativa. Os esforços de flexão e cisalhamento, entretanto, se reduzem significativamente com o aumento do valor do módulo de elasticidade.

Figura 48 – Influência do módulo de elasticidade

4.4.2 Coeficiente de Poisson

Para estudar o efeito do coeficiente de Poisson, adota-se procedimento igual ao do item anterior. O coeficiente de Poisson dos solos não possui faixa de variação muito ampla, situando-se, na maioria dos casos, entre 0,2 e 0,4.

Tabela 5 – Parâmetros das análises

Propriedades dos solos do modelo						
Caso	E (tf/m ²)	ν	c (tf/m ²)	ϕ (°)	K ₀	γ (tf/m ³)
1	2000	0.2	2.0	28	0.5	1.8
2	2000	0.3	2.0	28	0.5	1.8
3	2000	0.4	2.0	28	0.5	1.8

Comparando os valores obtidos entre os casos simulados pode ser verificado que o coeficiente de Poisson não influencia significativamente os esforços obtidos.

Figura 49 – Influência do coeficiente de Poisson

4.4.3 Coeficiente de empuxo em repouso

O coeficiente de empuxo em repouso (K_o) normalmente se situa na faixa de 0,5 a 1, podendo em alguns casos, como materiais que sofreram elevadas pressões de adensamento, apresentar valores superiores a 1.

Tabela 6 – Parâmetros das análises

Propriedades dos solos do modelo						
Caso	E (tf/m ²)	ν	c (tf/m ²)	ϕ (°)	K_o	γ (tf/m ³)
1	2000	0.3	2.0	28	0.5	1.8
2	2000	0.3	2.0	28	1	1.8
3	2000	0.3	2.0	28	1.5	1.8

Na Figura 50 observa-se que, alterando o K_o , todas as grandezas são influenciadas.

Quando o K_o é alterado de 0,5 (caso 1) para 1 (caso 2), nota-se que o esforço normal fica praticamente constante e que os esforços de flexão e cisalhamento são quase nulos. Apesar disso, não se pode estabelecer nenhuma conclusão sobre qual seria o melhor K_o em termos de segurança para o túnel.

Com relação ao caso em questão, em que o túnel simulado é um círculo perfeito, sabe-se que o carregamento hidrostático é o que produz momentos fletores e esforços cortantes nulos na estrutura (teoria das cascas). Ao adotar o valor de K_o unitário, as tensões iniciais no maciço na vertical e na horizontal são iguais, produzindo solicitação próxima da ideal para a forma de túnel escolhida.

O que pode ser constatado é que, ao efetuar uma escolha errada do K_o , a segurança do túnel pode superestimada.

Figura 50 – Influência do K_o

4.4.4 Rigidez do revestimento

Além do módulo de elasticidade do solo, também deve ser definido na análise numérica o módulo de elasticidade a ser utilizado para o concreto do revestimento.

Segundo a norma brasileira de projeto de estruturas de concreto (NBR6118, 2014), na avaliação do comportamento de um elemento estrutural, adota-se o módulo de deformação secante do concreto E_{cs} , cujo valor é obtido pela expressão 68, onde E_{ci} é o módulo de elasticidade inicial do concreto.

$$E_{cs} = a_i \cdot E_{ci} \quad (72)$$

$$E_{ci} = 5600\sqrt{fck} \quad (fck \text{ de } 20 \text{ a } 50 \text{ MPa})^6 \quad (73)$$

$$a_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{fck}{80} \leq 1 \quad (74)$$

A mesma norma também apresenta uma tabela com os valores recomendados para os concretos mais utilizados.

Tabela 7 – Módulos de elasticidade do concreto⁷

fck (MPa)	20	25	30	35	40
Eci (GPa)	25	28	31	33	35
Ecs (GPa)	21	24	27	29	32

Um procedimento comum durante a simulação da execução de um túnel é adotar um valor reduzido para o módulo de elasticidade do concreto, como forma de representar sua menor rigidez e maior capacidade de acomodar deformações em baixas idades, características que ocorrem junto à frente de escavação, onde se desenvolve o carregamento básico.

Diferença importante dos concretos projetados de túneis para os concretos estruturais convencionais está no fato de eles possuírem ganho de resistência bastante rápido, característica essencial para que os túneis sejam feitos de forma eficiente e segura.

⁶ A expressão deve ser utilizada em MPa. Admite-se que os agregados do concreto são de granito ou gnaíse, que é o caso usual.

⁷ Adaptado da NBR6118 (2014).

Atualmente, um concreto projetado de túnel especificado como de f_{ck} igual a 25MPa possui ganho inicial de resistência de aproximadamente 1MPa por hora até oito horas de idade, atingindo cerca de 10MPa com 12 horas e 20MPa com 48 horas. Para se ter uma ideia do que isso representa, um túnel normal é executado em avanços de 80 centímetros a cada oito horas aproximadamente.

Ainda não existe um procedimento estabelecido sobre como simular o ganho de resistência e rigidez do concreto junto à frente de escavação. De forma geral, é assumido na modelagem um módulo de elasticidade com valor inferior ao dos 28 dias.

Carreira (2014) adotou valores do módulo de elasticidade do concreto variando de 25% a 100% do valor E_{ci} , simulando a execução de um túnel em várias etapas com utilização de modelo plano. França (2006), utilizando análises tridimensionais, adotou o valor de 5GPa para o módulo no primeiro 1,6 metro da frente e 10GPa para o restante.

Para avaliar os efeitos da consideração de um módulo de elasticidade reduzido para o concreto, foram feitas simulações numéricas variando o módulo de elasticidade do concreto de 5 a 30GPa. Por se tratar de um problema de rigidez relativa entre o solo e o revestimento, o efeito da alteração do módulo de elasticidade do solo também foi estudado.

Tabela 8 – Parâmetros das análises (solo)

Propriedades dos solos do modelo						
Figura	E (tf/m ²)	ν	c (tf/m ²)	ϕ (°)	K ₀	γ (tf/m ³)
I	2000	0.3	2.0	28	0.5	1.8
II	10000	0.3	2.0	28	0.5	1.8

Tabela 9 – Parâmetros das análises (revestimento)

Propriedades do <i>liner</i>			
Caso	E (tf/m ²)	ν	esp. (m)
1	500,000	0.2	0.3
2	1,000,000	0.2	0.3
3	2,000,000	0.2	0.3
4	3,000,000	0.2	0.3

Analisando a Figura 51, em que o módulo do concreto foi alterado, mantendo o módulo do solo fixo em 20MPa, observa-se que os momentos fletores e as cortantes atuantes no revestimento são sensivelmente reduzidos ao adotar valores diminuídos de rigidez para o concreto, ao passo que o esforço normal se mantém praticamente inalterado.

Ao fazer esse estudo com o módulo do solo fixado em 100MPa (Figura 52), o comportamento é parecido, porém com sensibilidade um pouco maior do que a do esforço normal.

O fato do esforço normal não ter variado significativamente com os parâmetros de elasticidade do solo e do concreto não significa que em todos os casos isto irá ocorrer. Quando os parâmetros de elasticidade do solo, de rigidez axial (EA) e dimensão do túnel forem muito diferentes do modelo utilizado neste estudo poderá haver uma sensibilidade maior do esforço normal.

Figura 51 – Influência da rigidez do revestimento I

Figura 52 – Influência da rigidez do revestimento II

4.5 Considerações sobre o estado atual de um túnel

Ao longo deste capítulo foram apresentados os principais modelos admitindo o estado plano de deformações utilizados para simular a execução de túneis. Em face da enorme diversidade de métodos construtivos para túneis, principalmente nos túneis executados com concreto projetado pelo método do NATM, caberá ao engenheiro escolher o tipo de modelo mais adequado para a obtenção do estado atual e efetuar a simulação das fases intermediárias de construção, caso julgue necessário.

Também foram discutidos os carregamentos atuantes em túneis, dentre os quais se destacam o carregamento básico, mobilizado pelo solo durante a fase de construção do túnel, e o carregamento potencial, que se trata também de carregamento devido ao solo, porém que pode ou não ser mobilizado durante a vida útil do túnel.

Por conta disso, o estado atual de carregamento de um túnel, a princípio, pode se situar desde o carregamento básico, que entrou em atuação durante a construção do túnel, até o carregamento potencial, na hipótese de ter sido mobilizado completamente.

Esse fato, associado com a impossibilidade prática de se efetuar uma medição que permita estimar o carregamento que está atuando no túnel, gera a necessidade de utilizar mais de um modelo para estimar o estado atual do túnel, simulando valores de carregamento desde o básico até o potencial, de modo a cobrir todos os casos possíveis.

Quanto às simulações realizadas para avaliar a sensibilidade do modelo aos parâmetros de entrada foi constatado que:

- o coeficiente α , utilizado para obter esforços correspondentes ao carregamento que se deseja simular, é o único parâmetro que influencia de forma significativa o esforço normal médio do túnel. Quanto maior o valor de α maiores são os esforços obtidos;

- o K_0 é um parâmetro muito importante para a análise, influenciando principalmente a forma dos esforços obtidos;
- apesar de o coeficiente de Poisson ser um dos dois parâmetros responsáveis pela parte elástica do comportamento do solo, e que é predominante nesse problema, ele não influencia de forma significativa os resultados;
- tanto o módulo de elasticidade do solo quanto o do concreto influenciam de forma significativa os momentos fletores e os esforços cortantes obtidos durante a simulação do túnel, enquanto o esforço normal a influência foi pequena. Com o aumento da relação entre o módulo do revestimento e o módulo do solo, ocorre aumento dos momentos fletores e esforços cortantes.

É importante ressaltar que existem limites para as constatações realizadas. Quanto mais flexível o revestimento se torna, maior é a sensibilidade do esforço normal aos parâmetros utilizados. Sobre esse assunto pode ser consultado Duddeck e Erdmann (1982).

5 MODELAGEM NUMÉRICA DA ESCAVAÇÃO

Para a modelagem numérica da escavação é necessário o conhecimento, *a priori*, da solução de contenção a ser utilizada e de suas etapas executivas.

Dentro dos centros urbanos, as soluções de contenção mais utilizadas na execução de subsolos de edifícios são compostas por estroncas ou tirantes e um paramento (normalmente uma parede diafragma ou perfis pranchados), dimensionados com o objetivo de equilibrar o maciço escavado ou evitar deslocamentos que causem danos às estruturas vizinhas.

Como o objetivo deste trabalho é o estudo do efeito de escavações acima de túneis já existentes de uma maneira geral, é de interesse do autor manter o estudo o mais abrangente possível, não se limitando a um caso específico de contenção ou abordando determinados tipos separadamente.

Uma característica comum aos diversos tipos de contenções verticais diz respeito ao fato de elas serem dimensionadas para resistir a um empuxo horizontal de solo que se situa entre o empuxo ativo e o empuxo em repouso.

Desse modo, pode ser utilizada a seguinte metodologia para simulação da escavação de uma maneira genérica.

Figura 53 – Modelagem das escavações

A metodologia consiste na remoção do material (solo) existente na região a ser escavada com a aplicação de tensão horizontal de valor proporcional às tensões de repouso nas bordas verticais da escavação, conforme ilustra a Figura 53.⁸

Devido ao fato de os valores de coeficientes de empuxo em repouso (K_o) se situarem próximo de 0,5, e os do empuxo ativo (K_a) próximo de 0,3, foram feitos testes numéricos para avaliar o quanto a pressão de equilíbrio da contenção influenciaria os resultados.

⁸ O símbolo α é utilizado na imagem como uma constante qualquer, não tendo relação com o α do modelo de redução de carga.

Figura 54 – Modelo teste

O modelo utilizado para o teste consistiu na simulação de uma escavação de cinco subsolos, de 3 metros, e 40 metros de largura, centralizada em relação ao túnel existente.

Foram testados os valores da pressão aplicada à escavação variando desde o total da tensão horizontal de repouso do maciço até 38% desse valor, a partir do qual não foi possível obter uma solução para o modelo, devido à perda de equilíbrio decorrente do excesso de plastificação na face vertical (para o caso testado).

Figura 55 – Influência de p_x nas tensões principais σ_1

Analisando os resultados obtidos para as tensões σ_1 (Figura 55) e para os esforços atuantes no túnel (Figura 56), observa-se que tanto o maciço nas proximidades do túnel quanto a própria estrutura não sofrem influências do valor de p_x adotado, restringindo-se a região afetada às proximidades da borda vertical da escavação.

$$0,38 \cdot K_0 \cdot \gamma \cdot z \leq (p_x = \alpha \cdot K_0 \cdot \gamma \cdot z) \leq 1 \cdot K_0 \cdot \gamma \cdot z \quad (75)$$

Figura 56 – Influência de p_x nos esforços atuantes no túnel⁹

⁹ Utilizando o valor de α igual a 1 para o carregamento do túnel.

Para as análises posteriores adota-se o valor de p_x correspondente a 75% das tensões de repouso do maciço.

$$p_x = 0,75 \cdot K_0 \cdot \gamma \cdot z \quad (76)$$

Ao adotar esse valor para p_x , os problemas relacionados à perda de convergência do modelo por excesso de plastificação são minimizados, uma vez que, para a maioria dos casos, essa pressão será superior ao empuxo ativo. Dolezalova (2001) utilizou procedimento semelhante para equilibrar a escavação, adotando para p_x o valor total do empuxo em repouso.

5.1 Influência dos parâmetros

5.1.1 Módulo de elasticidade do solo

No item 3.7 foi discutido qual o módulo de elasticidade mais adequado para representar o comportamento do solo durante a fase de escavação do subsolo. Por meio da análise das trajetórias de tensões ocorridas durante a escavação, chegou-se à conclusão de que o módulo mais adequado era o referente à trajetória de descarregamento para pequenos valores de deformação ($\sim 0,1\%$).

Analisando diversos trabalhos, foi identificado que esses valores podem ser de duas a dez vezes o valor de E_{50} , normalmente utilizado para simular a execução de túneis. Por essa razão, o procedimento mais adequado ao simular uma escavação acima de um túnel é aumentar o módulo de elasticidade do solo após a obtenção do estado atual, para só então efetuar a escavação.

Para estudar o efeito da adoção ou não desse procedimento e também o efeito que a escolha do módulo de elasticidade para essa fase tem nos resultados, foram feitas três simulações numéricas, e comparados os resultados.

A simulação da construção do túnel foi feita utilizando α igual a 1 e, para equilibrar a escavação, foi adotado 75% do empuxo em repouso. Após utilizar o valor de 20MPa para obter o estado atual do túnel, o módulo de elasticidade do maciço foi aumentado

em três e dez vezes durante a escavação da vala. Também foi simulado um caso em que esse procedimento não foi adotado (caso 1).

Tabela 10 – Parâmetros das análises

Propriedades dos solos do modelo						
Caso	E (tf/m ²)	ν	c (tf/m ²)	ϕ (°)	K ₀	γ (tf/m ³)
Atual	2000	0.3	2.0	28	0.5	1.8
1	2000	-	-	-	-	-
2	6000	-	-	-	-	-
3	20000	-	-	-	-	-

Em problemas envolvendo escavações acima de túneis é de interesse a previsão de deslocamentos, com a intenção de fornecer referências para o acompanhamento da obra por meio de instrumentação e também de identificar deslocamentos ou deformações que tenham impacto no funcionamento da estrutura. Por esses motivos são comparados também os valores de deslocamentos da estrutura.

As medidas de maior interesse nesse caso, e que serão comparadas, são as do deslocamento vertical da geratriz superior (*heave*) e das convergências das cordas horizontais e verticais do túnel. Como o interesse prende-se aos deslocamentos e convergências ocorridos exclusivamente na escavação da vala, essas grandezas são apresentadas de forma relativa, ou seja, os valores após a escavação da vala menos os valores antes da escavação da vala.

Tabela 11 – Deslocamentos obtidos

Caso	1	2	3	valores em mm
Heave	289	101	31.2	
C. Vert.	127	50	16.5	
C. Hor.	-124	-46.6	-14	

Analisando os resultados dos modelos constata-se que, ao utilizar um módulo de elasticidade baixo, como o E_{50} , para representar o comportamento do solo durante a escavação da vala (caso 1), os valores de deslocamentos e convergência obtidos são extremamente altos. Como consequência desse baixo módulo de elasticidade, os momentos fletores na estrutura são influenciados de forma significativa, alterando até mesmo seu sentido. Observa-se também que o esforço normal obtido é pouco

influenciado pelo valor do módulo de elasticidade escolhido.

Figura 57 – Influência do módulo de elasticidade na escavação

5.1.2 Coeficiente de Poisson

Apesar de ter sido apontado no item 4.4.2 que o coeficiente de Poisson não apresenta influência significativa nos resultados obtidos durante a simulação da execução do túnel, como o comportamento pode ser diferente durante a escavação, o estudo desse parâmetro também foi feito para essa fase.

Para a obtenção do estado atual foram utilizados os valores de 20Mpa, para o E do maciço, e 0,3, para ν . Ao simular a escavação admitiu-se que o módulo de elasticidade aumentava três vezes, com o valor de ν variando de 0,2 a 0,4 apenas durante a escavação. O procedimento foi então repetido, aumentando então o módulo do maciço em dez vezes, o que resultou em seis casos.

Tabela 12 – Parâmetros das análises

Propriedades dos solos do modelo						
Caso	E (tf/m ²)	ν	c (tf/m ²)	ϕ (°)	K_0	γ (tf/m ³)
Atual	2000	0.3	2.0	28	0.5	1.8
1	6000	0.2	-	-	-	-
2	6000	0.3	-	-	-	-
3	6000	0.4	-	-	-	-
4	20000	0.2	-	-	-	-
5	20000	0.3	-	-	-	-
6	20000	0.4	-	-	-	-

Mesmo não tendo sido encontrados trabalhos discutindo se a trajetória de tensão influencia o valor do coeficiente de Poisson, se, durante a avaliação de um problema real, for constatado por ensaios que seu valor é diferente para a trajetória de extensão descarregamento, pode-se utilizar valores diferentes de ν entre a fase de execução do túnel e a escavação da vala.

Tabela 13 – Deslocamentos obtidos

Caso	1	2	3	4	5	6	
E	60	60	60	200	200	200	(MPa)
ν	0.2	0.3	0.4	0.2	0.3	0.4	-
Heave	108	101	86	33.7	31.2	26.7	(mm)
C. Vert.	52.4	50	43.5	17.7	16.5	14.5	(mm)
C. Hor.	-50	-46.6	-41	-15.2	-14	-12.1	(mm)

Figura 58 – Influência de ν na escavação I

Analisando os resultados obtidos, constata-se que o valor utilizado para ν influencia um pouco os resultados de deslocamentos (aproximadamente 10% a cada 0,1 de

variação)¹⁰, independentemente do valor utilizado para o E do maciço. Observa-se também que os esforços obtidos são pouco influenciados por ν .

Figura 59 – Influência de ν na escavação II

¹⁰ A relação não é linear

5.1.3 Rigidez do revestimento

Durante a fase de escavação da vala, muito tempo já se terá passado desde a execução do túnel existente, possibilitando que o módulo de elasticidade do concreto tenha adquirido seu valor máximo.

Dessa forma, a discussão sobre o módulo de elasticidade a ser adotado para o revestimento fica restrita ao concreto que foi utilizado na execução do túnel. Apesar de os concretos mais utilizados na execução de túneis atualmente serem o C25 e o C30, é comum encontrar túneis antigos que foram feitos com concretos de resistência inferior, como 18MPa, por exemplo. Para essa faixa de resistência, os valores de E a utilizar para a maioria dos revestimentos, estariam na faixa de 20 a 30GPa.

Tabela 14 – Parâmetros das análises

	caso	1	2	3	4	
atual	Esolo	2000	2000	2000	2000	(tf/m ²)
	Econc.	10	10	10	10	(GPa)
escav.	Esolo	6000	6000	20000	20000	(tf/m ²)
	Econc.	20	30	20	30	(GPa)

Foram efetuadas quatro simulações variando o módulo de elasticidade do solo e do concreto para comparação de resultados, segundo a Tabela 14.

Tabela 15 – Deslocamentos obtidos

Caso	1	2	3	4	
Es	60	60	200	200	(MPa)
Ec	20	30	20	30	(Gpa)
Heave	100	98.8	31.1	30.6	(mm)
C. Vert.	49	47	16.5	15.8	(mm)
C. Hor.	-46.4	-45.2	-14	-14.2	(mm)

Analisando os deslocamentos obtidos, constata-se que os deslocamentos são pouco influenciados pela rigidez do revestimento, assim como o esforço normal. A variação dos momentos fletores e das cortantes apresentam dependência da relação entre a rigidez do revestimento e a do solo, aumentando o valor da variação com a redução do E do maciço e com o aumento do E do revestimento.

Figura 60 – Influência da rigidez do revestimento na escavação

5.2 Influência da forma

Túneis executados pelo método do NATM podem ter formas bastante variadas, a depender da função que o túnel terá quando concluído. Em virtude disso, este item visa identificar se existe alguma forma de seção transversal mais suscetível aos efeitos de escavações.

As formas mais comuns de seções transversais utilizadas em túneis em solo executados pelo NATM são as do tipo boca,¹¹ com a largura maior do que a altura, e as do tipo ovoide, em que a altura é maior do que a largura.

Para este estudo, serão utilizadas três seções típicas, uma ovoide, uma circular e uma do tipo boca, a partir das quais serão feitas simulações com o intuito de identificar se um tipo de seção é mais suscetível do que outro ao efeito da escavação.

Figura 61 – Seções utilizadas

Foram realizadas seis simulações ao todo, duas para cada tipo de seção. A fim de simular o estado atual dos túneis foi admitido o valor de 20MPa para o E do solo e 10GPa para o concreto. Na fase de escavação do túnel o módulo do solo foi aumentado em três vezes no caso 1 e dez vezes no caso 2, sendo que o módulo do concreto foi aumentado para 20GPa em ambos os casos.

¹¹ Apesar de o termo não ser comum em português, foi utilizada a tradução da nomenclatura *mouth profile* apresentada em Kolymbas (2005), página 7.

Tabela 16 – Parâmetros das análises (solo)

Propriedades dos solos do modelo						
Caso	E (tf/m ²)	ν	c (tf/m ²)	ϕ (°)	K ₀	γ (tf/m ³)
Atual	2000	0.3	2.0	28	0.5	1.8
1	6000	-	-	-	-	-
2	20000	-	-	-	-	-

Tabela 17 – Parâmetros das análises (revestimento)

Propriedades do <i>liner</i>			
Fase	E (tf/m ²)	ν	esp. (m)
Atual	1,000,000	0.2	0.3
Escav.	2,000,000	-	-

Diferentemente das análises anteriores, em que a numeração dos nós era feita a partir da geratriz lateral direita, neste estudo a numeração foi feita a partir da geratriz superior em todos os casos analisados, também em sentido anti-horário. Como os esforços eram simétricos em relação ao eixo vertical dos túneis, são apresentados os resultados apenas para metade da seção. Dessa forma, o nó número 1 representa a geratriz superior dos túneis, enquanto a parede se encontra aproximadamente entre os nós 15 e 25.

Figura 62 – Resultados da seção ovoide

Figura 63 – Resultados da seção circular **Figura 64 – Resultados da seção tipo boca**

No capítulo 2 foi mencionado que o comportamento esperado ao realizar uma escavação acima de um túnel existente seria um movimento do túnel para cima (*heave*) com a ocorrência de divergência vertical e convergência horizontal, resultando numa tendência de ovalização da seção. Esse tipo de comportamento foi verificado no item 5.1, não sendo dependente de nenhum parâmetro, ou seja, independente da escolha de parâmetros, o comportamento esperado é sempre esse.

Durante a ocorrência de ovalização da forma da seção, imaginando que a alteração do esforço normal seja nula, haveria alongamento das fibras externas na geratriz superior do túnel e das fibras internas nas paredes. Assim, é intuitivo imaginar que a forma de túnel mais suscetível aos efeitos negativos da escavação é a ovoide.

Analisando os resultados para o estado atual dos três túneis, observa-se que o de seção ovoide é o único que apresenta momento positivo (traciona fibra interna) na região da parede. Apesar da alteração de momento não aparentar ser significativa, observa-se que o estado do túnel após a escavação indica que o momento nessa região aumentou, sendo, portanto, um ponto de atenção.

No túnel de seção tipo boca, apesar de a variação de momento ocorrida na região da parede ser superior à sofrida pelo túnel ovoide, ela foi contrária ao momento atuante na fase anterior, o que geraria menos preocupação do que o caso do túnel ovoide.

Na região da geratriz, observa-se que o túnel ovoide é, dos três, o que apresenta o menor momento. A variação do esforço na região é ligeiramente maior no caso do túnel ovoide, fazendo com que o momento se inverta, passando a tracionar a fibra externa.

Durante a simulação dos casos nesse item, foi utilizado o K_o com o valor de 0,5 para todos os casos. Fazendo comparação com o item 4.4.3, em que é analisada a influência do K_o nos valores obtidos para o estado atual do túnel, verifica-se que quanto mais elevado é o valor de K_o em relação a 0,5, maior é a tendência do momento obtido tracionar a fibra interna da parede e a externa da calota.

Assim, chega-se à conclusão de que, quanto maior o valor do K_o e mais próximo da forma ovoide for o túnel, maiores são as chances de ele apresentar problemas decorrentes do alívio causado pela escavação.

5.3 Considerações sobre a influência da escavação

A simulação da escavação acima de um túnel existente é uma tarefa significativamente mais simples do que a obtenção de seu estado de carregamento atual, uma vez que é necessário apenas simular a remoção do material da área de escavação e equilibrar as faces verticais escavadas.

Apesar disso, foi possível observar que caso seja feita uma escolha inadequada de parâmetros, como, por exemplo, a adoção de E_{50} durante a etapa de escavação, os resultados obtidos se tornam irreais, tanto em termos de deslocamentos quanto na variação dos esforços no túnel.

Estudando a influência dos parâmetros nos resultados, foi possível constatar que o módulo de elasticidade do solo é o parâmetro mais importante da modelagem, tendo impacto significativo na variação dos momentos e nos deslocamentos obtidos.

A partir disso conclui-se que, caso seja necessário reduzir os deslocamentos causados por uma escavação em um túnel já existente, técnicas que aumentam a rigidez do solo podem ser eficientes, como, por exemplo, a execução de colunas *jet grouting*.

Reforçar o túnel internamente, seja com o aumento de espessura também pode ser uma solução a ser adotada, apesar desta última ter influência pequena no deslocamento vertical do túnel.

Quando o problema for deslocamento vertical excessivo, poderia-se estudar a utilização de tirantes de bulbo duplo no fundo da vala, solução idealizada por Costa Nunes no Metro do Rio de Janeiro (COSTA NUNES et al., 1981)

Realizando simulações com três formas diferentes de túneis identificou-se que os de forma mais ovalizada são mais suscetíveis ao efeitos de escavações, especialmente quando o material possui elevado coeficiente de empuxo em repouso.

Figura 66 – Corte esquemático mostrando a posição dos túneis

A contenção da obra, cujo projeto foi elaborado pela empresa Consultrix, é constituída na sua maior parte por paredes diafragma atirantadas. Nas proximidades do poço circular, as lamelas da parede diafragma foram substituídas por estacas tipo hélice continua, com a finalidade de reduzir o desconfinamento dessa estrutura. Aos tirantes adjacentes a esse poço foi imposta a restrição de que a execução fosse realizada sem uso de água, pois a camada na qual eles estão inseridos é composta de argila porosa, material extremamente sensível (colapsável) à presença de água.

Devido à impossibilidade de executar tirantes próximos ao poço de escadas, foi adotado o método construtivo chamado invertido, neste local, utilizando para estabilizar a face escavada uma berma de solo tratado com *jet grouting* para aumentar o passivo e a rigidez dessa região, reduzindo os deslocamentos do poço de escadas.

Figura 67 – Projeto de contenção e fundação

O projeto de fundação, também elaborado pela empresa Consultrix, é constituído por sapatas e estacas, conforme pode ser observado na Figura 67. Sobre a interação entre as fundações do edifício e os túneis existentes, havia grande preocupação relacionada com a possibilidade de ocorrer carregamento excessivo dos túneis durante a construção do edifício. Esse problema foi contornado adotando-se três soluções distintas, dependendo do nível de solicitação de cada ponto de carga e de sua distância em relação aos túneis.

Para os pilares pouco carregados, utilizados para resistir apenas às cargas dos subsolos, foram utilizadas sapatas trabalhando com tensão de 15tf/m^2 , inferior ao peso de solo aliviado pela escavação (cerca de 22tf/m^2). Para os pilares do edifício mais

afastados dos túneis e com carga mais elevada, foram utilizadas estacas escavadas com lama.

Nas regiões de cargas elevadas e próximas aos túneis, foram utilizados blocos e vigas de transição de 3 metros de altura, a fim de distribuir os esforços para as estacas. Nessas estacas, para minimizar a possibilidade de carregamento dos túneis, foram utilizadas camisas metálicas engraxadas e envoltas em lona desde seu topo até a geratriz inferior dos túneis, como forma de reduzir o atrito em seu trecho inicial, minimizando a transferência de esforços para os túneis durante a etapa de construção do edifício.

Figura 68 – Camisas metálicas das estacas de 2 metros

Devido à utilização da camisa engraxada, durante o dimensionamento das estacas foi desprezado pelo projetista todo o atrito das estacas desde a cota de arrasamento (~801m) até a geratriz inferior dos túneis (~788m). Como as cargas eram altas, o bloco central era composto por sete estacas de 2 metros de diâmetro, com capacidade para 1.000tf cada, e comprimento de 50 metros; e por 12 estacas de 1,3 metro, com 530tf de capacidade e 36 metros de comprimento.

Como se pode ver, existiam diversas estruturas próximas à obra, que demandaram a adoção de soluções diferenciadas por parte dos envolvidos com o projeto e com a execução da obra.

Figura 69 – Modelagem 3d da equipe de gerenciamento (DOX)

Fonte: Arquivos da Dox

Por conta dessas soluções, o custo da obra com contenção e fundação seria significativamente elevado, sendo cerca de 70% superior em relação a obras do mesmo porte.¹² Esse fato, aliado ao elevado preço do terreno, gerava a necessidade de se aproveitar o máximo possível da área.

Dessa forma, a escavação proposta pelo projetista era composta de quatro subsolos, atingindo cerca de 13 metros de profundidade na sua maior parte. No trecho central da escavação, onde seria executado o bloco de fundação, foi necessário escavar em uma grande área 3 metros a mais, atingindo nessa região 16 metros de profundidade,

¹² Informação obtida por intermédio da engenheira Larissa S. Carbonari, da equipe de gerenciamento da obra. Os custos de fundação e contenção representaram 18,5% do total da obra.

e deixando o túnel existente com aproximadamente 4 metros de cobertura.

Apesar da simulação da escavação acima do túnel num primeiro momento não ter sido encarada como uma tarefa difícil, após o início dos estudos sobre o tema, com a realização das primeiras simulações numéricas, o problema acabou se mostrando extremamente difícil de ser analisado, dada a grande quantidade de incertezas existentes e algumas particularidades envolvendo o comportamento do maciço, que, ao serem desprezadas, levavam à conclusão de que a escavação dos subsolos não era viável.

6.2 Características geológico-geotécnicas

A escavação dos subsolos e os túneis existentes estão inseridos na Bacia Sedimentar de São Paulo, do Período Paleógeno (MONTEIRO et al., 2012), identificados localmente como “Argilas Vermelhas e Solos Variegados”.

O perfil geológico-geotécnico foi identificado com o auxílio de nove sondagens à percussão (SPT) e pode ser descrito da seguinte maneira: a camada superficial é composta por aterro com cerca de 1 metro de espessura, disposto acima de uma camada de argila porosa de consistência mole a média, com NSPT variando de 4 a 10 golpes até aproximadamente a cota 801m (16 metros de profundidade), a partir da qual existe uma camada de argila siltosa variegada de consistência média a dura, com NSPT variando de 10 a 20 até aproximadamente a cota 777m (40 metros de profundidade), seguida de uma camada de espessura não definida, com elevado NSPT (superior a 40) classificada também como argila siltosa variegada. O nível d'água encontra-se aproximadamente na cota 798m, tendo sido definido a partir das sondagens e de piezômetros.

Figura 70 – Corte típico da escavação a ser realizada

A Figura 70 apresenta um corte típico da obra (corta A da Figura 67), onde é possível identificar a região a ser escavada, os elementos utilizados como contenção (paredes diafragma e tirantes), os túneis existentes e o perfil geológico-geotécnico descrito.

Mesmo não tendo sido realizado nenhum ensaio específico para a obra em análise, o terreno da região foi estudado durante a construção das duas linhas de metrô próximas do local (linhas 2 e 4), quando foram feitos diversos ensaios em amostras coletadas do Poço Experimental Gazeta, localizado na Avenida Paulista.

Na Tabela 18, adaptada de Metrô (1994), são apresentados alguns dos parâmetros necessários para a utilização do modelo MC em uma análise numérica. A maioria desses parâmetros foi obtida a partir de ensaios, com exceção do valor do módulo de elasticidade inicial, que foi obtido a partir da correlação apresentada na equação (77), proposta por Negro, Sozio e Ferreira (1992). Pelo fato do módulo de elasticidade normalmente utilizado nas análises ser o E_{50} , de valor inferior ao E_0 , o mesmo documento recomenda a utilização da expressão (78), para o módulo de elasticidade a ser utilizado, definido como $E_{estático}$.

Tabela 18 – Parâmetros recomendados pelo Metrô (1994)

Parâmetros - METRO (1994)							
Camada	Descrição	γ (tf/m ³)	E_0 (MPa)	E (MPa)	c' (tf/m ²)	ϕ' (°)	K0
3AgP1	Argila Porosa Vermelha	1.45 a 1.6	10 a 30	4 a 12	2.0	27	0.6
3AgP2	Argila Vermelha Rija	1.6 a 1.8	35 a 80	14 a 32	4.0	25	0.6
3Ag1	Argila Siltosa Variegada Rija e Dura	1.7 a 2.0	50 a 200	20 a 80	7.5 a 10	22 a 21	0.8 a 1.0

$$E_0 = 5 \cdot NSPT \text{ (MPa)} \quad (77)$$

$$E = \frac{2}{5} E_0 \quad (78)$$

França (2006) realiza estudo de um trecho do Túnel Paraíso, também na região da Avenida Paulista, cujo perfil geológico-geotécnico semelhante ao do caso da Stan.

Figura 71 – Perfil geológico-geotécnico do Túnel Paraíso

Fonte: França (2006), página 88.

Analisando o trabalho de Parreira (1991), no qual são apresentados os resultados dos ensaios triaxiais de compressão carregamento das amostras indeformadas retiradas do Poço Experimental Gazeta, França (2006) obteve os parâmetros necessários para a utilização do modelo de Mohr-Coulomb.

Tabela 19 – Parâmetros adaptados de França (2006)

Parâmetros - França (2006)							
Camada	Descrição	γ (tf/m ³)	E_{50} (MPa)	ν	c' (tf/m ²)	ϕ' (°)	K0
3AgP1	Argila Porosa Vermelha	1.47	4	0.27	3.54	23.3	0.58
3AgP2	Argila Vermelha Rija	1.5	6	0.27	3.98	27.2	0.58
3Ag1	Argila Siltosa Variegada Rija e Dura	1.79	120	0.17	6.62	25	0.84

Machado (2011), também com base nos ensaios apresentados em Parreira (1991), fez uma pequena adaptação dos parâmetros, obtendo os resultados apresentados na Tabela 20.

Tabela 20 – Parâmetros adaptados de Machado (2011)

Parâmetros - Machado (2011)							
Camada	Descrição	γ (tf/m ³)	E_{50} (MPa)	ν	c' (tf/m ²)	ϕ' (°)	K0
3AgP1	Argila Porosa Vermelha	1.47	4.6	0.27	4.20	23.3	0.58
3AgP2	Argila Vermelha Rija	1.5	6.4	0.27	3.98	27.2	0.58
3Ag1	Argila Siltosa Variegada Rija e Dura	1.79	107.6	0.17	7.40	25	0.84

Analisando os resultados do ensaio da 3AgP1, observa-se que a deformação na qual ocorre plastificação é extremamente alta (~20%). As deformações existentes em problemas comuns de engenharia dificilmente superam o valor de 1%. Caso fosse obtido o módulo de elasticidade para 1% de deformação axial, o valor seria 8,4MPa, duas vezes superior ao E_{50} .

Figura 72 – Ensaio de compressão carregamento da 3AgP1 ($\sigma_3=49\text{kPa}$)

Fonte: Machado (2011).

O comportamento da 3AgP2 é semelhante ao da 3AgP1, apresentando rigidez um pouco mais elevada. O valor de $E_{1\%}$ do ensaio é 7MPa, inferior ao módulo elasticidade nesse valor de deformação da 3AgP1.

Figura 73 – Ensaio de compressão carregamento da 3AgP2 ($\sigma_3=98,1\text{kPa}$)

Fonte: Machado (2011).

Observando os gráficos das argilas porosas, constata-se que seu comportamento na trajetória de carregamento axial é altamente não linear para níveis de deformação superiores a 1%, enquanto abaixo desse nível de deformação pode ser identificado comportamento próximo do linear, com módulos de elasticidade da ordem de 7,5MPa.

A argila siltosa variegada (3Ag1) é o material mais relevante para o problema, uma vez que é o material no qual o túnel está inserido e que sofrerá o alívio de tensão decorrente da escavação.

Pode ser observado que a 3Ag1 apresenta patamar de escoamento bem definido e comportamento próximo do linear para deformações inferiores a 0,6%. Comparando

os resultados da resposta do modelo de Mohr-Coulomb ajustado por Machado (2011) com os do ensaio de carregamento, verifica-se boa concordância entre os valores, indicando que o MC é capaz de representar de forma satisfatória o comportamento da argila variegada.

Figura 74 – Ensaio de compressão carregamento da 3Ag1 ($\sigma_3=196,1\text{kPa}$)

Fonte: Machado (2011).

Para simular a etapa de escavação, posterior à etapa de execução dos túneis, conforme discutido nos capítulos anteriores, devem ser utilizados parâmetros elásticos correspondentes à trajetória de descarregamento, na qual o comportamento dos solos é mais rígido.

Quanto aos parâmetros da argila porosa, França (2006), ao calibrar E_{ur} para o modelo reológico HS pelos ensaios de adensamento da 3AgP1 e 3AgP2 obtidos de Parreira (1991), obteve os valores de 40 e 30MPa para esses materiais.

Dada a disposição dos materiais no perfil geológico-geotécnico, a influência dos parâmetros da argila porosa não é significativa; assim, adota-se o valor médio como módulo de elasticidade do material para a trajetória de descarregamento.

Como não foram encontrados ensaios de descarregamento que possibilitassem a obtenção de E_{ur} para a argila siltosa de forma direta, foi necessário estimar esse valor. Pelo fato do valor de E_{50} na trajetória de carregamento ser relativamente próximo do valor de E_0 , foi adotado como E_{ur} para a argila siltosa duas vezes e meia o valor do E_{50} .

Analisando as recomendações do Metrô (1994), e os valores calibrados por Parreira (1991), França (2006) e Machado (2011), adotaram-se os seguintes parâmetros relativos aos solos, para as simulações numéricas.

Tabela 21 – Parâmetros utilizados

Parâmetros - STAN								
Camada	Descrição	γ (tf/m ³)	E_{50} (MPa)	E_{ur} (MPa)	ν	c' (tf/m ²)	ϕ' (°)	K0
3AgP	Argila Porosa Vermelha	1.5	6	30	0.27	3.50	25	0.58
3Ag1	Argila Siltosa Variegada Rija e Dura	1.8	120	300	0.17	7.40	25	0.84

6.3 Características dos túneis

Os túneis existentes na área a ser escavada podem ser divididos em três estruturas: um túnel (túnel 1) que faz a conexão da estação com os túneis das salas técnicas e dois túneis de salas técnicas (túneis 2 e 3), como pode ser observado na Figura 75.

Figura 75 – Localização dos túneis

Dos túneis existentes, o que causava maior preocupação era o 3, pois nele existiam dois transformadores de alta voltagem e diversos equipamentos eletrônicos.

Figura 76 – Foto do túnel 3

A seção transversal dos túneis 2 e 3 era composta por revestimento primário e secundário de concreto com fck igual a 18MPa. O revestimento primário possui 25 centímetros de espessura, em todo o perímetro. O secundário apresenta espessuras variando de 35 centímetros, nas paredes e calota, até 60 centímetros na região do arco invertido.

O revestimento secundário, talvez por conta da existência de regiões quase retas, possui trechos com taxas de armadura extremamente elevadas, atingindo 21cm²/m, decorrentes da utilização de ferros de 20 milímetros de diâmetro a cada 15 centímetros.

Todos os túneis foram executados pelo método do NATM, com apenas duas etapas de escavação, calota e arco invertido definitivo (AID), o que foi propiciado pelas boas características da 3Ag1. Detalhes quanto ao afastamento do AID em relação à frente de escavação e das cambotas utilizadas não foram encontrados.

Figura 77 – Seção transversal dos túneis 2 e 3

A impermeabilização dos túneis é feita por argamassa polimérica aplicada sobre o revestimento secundário. Esse sistema, por ser rígido, causava preocupação adicional devido ao fato de ser mais suscetível à formação de fissuras induzidas por movimentações.

6.4 Instrumentação

Para o monitoramento dos efeitos do alívio de tensões no maciço e nos túneis foram utilizadas seções de convergência (SC-n) instaladas nos túneis, bem como tassômetros (TS-n) instalados em cota 2m superior à geratriz dos túneis (a Figura 67 apresenta as seções de convergência e os tassômetros em planta). Devido ao fato de existirem diversos obstáculos dentro dos túneis (portas, paredes e equipamentos), só foi possível a leitura das convergências com o uso de fitas, que, apesar de apresentarem maior precisão do que leituras com estação total, não forneciam medidas de recalque (deslocamento vertical).

Devido ao fato de que mesmo com os valores de instrumentação se mantendo estáveis, ainda era possível a ocorrência de fissuração em regiões localizadas do revestimento, principalmente na ligação entre os túneis, de difíceis análise e monitoramento; além das leituras dos instrumentos instalados nos túneis, que eram feitas diariamente durante a escavação dos subsolos, também era realizada a inspeção visual diária do revestimento, de modo a poder identificar um eventual aparecimento de fissuras ou regiões de infiltração na estrutura que demandassem intervenção.

Durante a fase de estudos para avaliar os efeitos da escavação sobre os túneis existentes, acreditava-se que a execução das fundações seria feita somente após a escavação dos subsolos; no entanto, devido a vantagens em termos de prazo e espaço disponível para a execução dos serviços, as estacas das fundações acabaram sendo executadas a partir da superfície do terreno, antes das escavações.

Em decorrência da existência de obstáculos dentro dos túneis, as seções de convergência não puderam ser instaladas nos locais definidos pelo projeto de instrumentação na sua versão inicial (não na apresentada); como consequência disso, ocorreu atraso na instalação desses instrumentos.

Essa questão do posicionamento dos elementos das seções de convergência só foi resolvida com uma visita conjunta das equipes de obra, de instrumentação, de acompanhamento e consultoria além da equipe técnica do Metrô, para definição *in-loco* do posicionamento dos elementos; que por causa disso só foram lidos no dia 22/10/2015 após o término da execução das estacas (setembro/2015). Como consequência desse atraso, não foi possível a realização de medições que possibilitassem avaliar a influência da execução das estacas nos túneis.

Durante as escavações, uma das consequências do pouco espaço existente na obra para manobra de equipamentos era o constante choque de caminhões ou da escavadeira com as extremidades dos tassômetros, o que fez com que os valores lidos tivessem que ter suas leituras zeradas inúmeras vezes. Além desse fator, à medida que as escavações dos subsolos avançavam, era necessário cortar os tubos dos tassômetros e fazer nova “zeragem” dos instrumentos.

Figura 78 – Leituras dos tassômetros 1 a 4

Figura 79 – Leituras dos tassômetros 5 a 7

Esses dois fatores contribuíram para que os resultados de instrumentação dos sete tassômetros instalados não apresentassem qualidade adequada, tendo a maioria deles fornecido deslocamentos para baixo (recalques) ao invés de para cima (*heave*), que é comportamento incompatível com o esperado e observado em obras semelhantes.

Nas figuras anteriores pôde ser visto que grande parte dos tassômetros foi perdida nos primeiros meses de obra, muito antes do término das escavações, ocorrido em maio de 2016 (05/2016). O tassômetro que resistiu mais tempo foi o número 6, mas ainda assim ficou quase um mês sem leitura em dezembro de 2015.

Apesar destes incidentes impossibilitarem a utilização dos resultados dos tassômetros para fins de comparação com o modelo, não significa que a obra prosseguiu sem cuidados. Apesar da pouca precisão, podia ser constatado que o deslocamento vertical encontrava-se próximo dos milímetros, apesar da falta de exatidão no valor, caracterizando um bom comportamento face ao esperado.

As medidas de convergência feitas com fita, por sua vez, apresentaram resultados de excelente qualidade, com precisão de décimos de milímetro e sem existência de interferências externas (o túnel era de acesso restrito).

Na Figura 80 são apresentadas as medidas de convergência da corda horizontal instalada no túnel 2, no qual, por conta da existência de muitas alvenarias, não foi possível instalar mais seções.

Figura 80 – Convergência horizontal instalada no túnel 2

A seguir são apresentados os resultados das seções instaladas no túnel 3. As convergências horizontais são representadas pelas cordas 1-4 das seções 1 e 2, e pela corda 1-2 da seção 3.

Figura 81 – Convergências das seções do túnel 3

As cordas 1-2 e 3-4 das seções 1 e 2 são diagonais, como mostrado na Figura 70. Não foi possível a medição da corda vertical, pois existiam dutos impedindo a utilização da fita, como pode ser visto na Figura 76.

Analisando os resultados obtidos para as convergências horizontais, observa-se que as seções 1, 2 e 6 apresentaram ao final da escavação valores próximos de 1,5 milímetros, enquanto a seção 3 apresentou valores significativamente menores

(~0,2mm). Essa diferença provavelmente está associada ao fato de que a seção 3 está localizada perto de uma parede, na ligação com o túnel 1, o que deve ter restringido a convergência da seção.

6.5 Estado atual

Em virtude do pouco conhecimento sobre a metodologia adotada para a construção do túnel, a simulação da execução dos túneis é feita em apenas três etapas, seguindo o procedimento apresentado no item 4.3, que consiste em realizar um alívio previamente à escavação do túnel, para depois ativar todo o revestimento (calota e AID).

Como os túneis já se encontram executados, não existe preocupação quanto a suas fases provisórias, em que o carregamento atuante é menor, porém o revestimento possui menor capacidade.

Pelo fato de a construção do arco invertido normalmente estar atrelada aos avanços da calota, à distância normalmente próxima de 7 metros; o carregamento mobilizado na parte superior do revestimento antes do “fechamento do arco” é pequeno se comparado com o carregamento atuante na fase final da maioria dos túneis, com exceção de túneis de baixa cobertura, o que não é o caso.

Levando em consideração, ainda, que o revestimento primário nessa etapa que não foi simulada estaria com um módulo de elasticidade mais baixo, o que geraria praticamente o mesmo esforço normal na estrutura, porém com um momento menor (como foi visto no item 5.1.3), pode-se concluir que a simulação da construção do túnel em etapa única, com ativação do revestimento completo (primário mais secundário), gera esforços conservadores na estrutura, uma vez que os esforços obtidos apresentarão excentricidade maior do que se fossem consideradas as etapas intermediárias.

Na tabela a seguir, são apresentados os parâmetros utilizados para representar o revestimento. O módulo de elasticidade adotado foi o valor correspondente ao E_{cs} , e não o E_{ci} , segundo recomendação da NBR6118 (2014).

Tabela 22 – Propriedades adotadas para o revestimento

Propriedades do <i>liner</i>			
Fase	E (tf/m ²)	ν	esp. (m)
Atual	2,000,000	0.2	0.6

O revestimento de concreto foi tratado como de reologia elástica, por meio de elementos lineares (vigas) com formulação de Timoshenko. A adoção desse procedimento, em vez da utilização de elementos planos é sempre preferível nesse tipo de problema, por permitir a obtenção de forma direta dos esforços solicitantes, que são os valores utilizados nas análises de verificação de segurança estrutural.

Na figuras 81 e 82 apresentam-se o modelo utilizado para simular a execução dos túneis e as etapas 1 a 3 do modelo.

Figura 82 – Modelo e malha de elementos finitos

Figura 83 – Simulação da execução dos túneis

No capítulo 4 foi discutido como pode ser obtido o estado atual de um túnel, bem como os principais parâmetros que influenciam a modelagem. Foi constatado, também naquele capítulo, que, para representar um determinado carregamento, o parâmetro de maior relevância, ao utilizar o modelo de redução de carga, é o α , por ser o único que influencia os esforços normais do túnel.

Segundo Negro, Sozio e Ferreira (1992) os alívios de tensões ($1 - \alpha$) “utilizados em São Paulo, são ora arbitrários, ora estimados semiempiricamente”, situando-se entre 25% e 50%. Dessa forma, os valores de α estariam situados entre 0,75 e 0,5.

Para a obtenção do estado atual dos túneis foram testados os valores de 1; 0,75 e 0,5 para α , obtendo-se três estados possíveis de carregamento para os túneis, denominados caso 1, 2 e 3.

Na Figura 84 são apresentados os resultados obtidos para o túnel da direita (túnel 3), que é o mais crítico. Os nós foram numerados a partir da geratriz inferior e em sentido anti-horário. Também é mostrada a zona de armação correspondente a cada nó.

Pode-se notar que a variação dos esforços possui relação aparentemente linear com o parâmetro α , mesmo levando em consideração a ocorrência de plastificação ocorrida no caso 3 ($\alpha = 0,5$) e apresentada na Figura 85.

Utilizando como referência para cada caso o esforço normal obtido na parede do túnel, o valor de 7,5 metros para o raio da calota e de 13 metros para a largura do túnel, são apresentados os carregamentos atuantes:

Tabela 23 – Carregamento atuante

Caso	α	N(tf/m)	p(tf/m ²)	h'(m)	h' / B
1	1	210	28.0	17.5	1.35
2	0.75	158	21.1	13.2	1.01
3	0.5	105	14.0	8.8	0.67

Observa-se na tabela acima que mesmo utilizando α igual a 1, que consiste em não realizar um alívio prévio das tensões iniciais do maciço, acaba ocorrendo algum arqueamento, uma vez que a cobertura do túnel é 20 metros, e o carregamento obtido é compatível com 17,5 metros de solo.

Figura 84 – Estado atual do túnel

Figura 85 – Plastificação no estado atual (casos 1, 2 e 3)

Após a obtenção desses três estados de carregamento possíveis, deve ser realizada a verificação estrutural do túnel, de modo a identificar se os esforços obtidos são compatíveis com sua capacidade estrutural.

Essa verificação é feita pela plotagem no diagrama de interação entre a normal e o momento fletor, dos pares N e M atuantes no revestimento.

Não sendo conhecida a cambota utilizada durante a execução do revestimento primário, não era possível determinar a armação utilizada na face externa do túnel. Dessa forma considerou-se para a elaboração da envoltória de resistência a espessura de concreto do revestimento primário, mas sem armação; e no revestimento secundário considerou-se a existência de ambas as armaduras.

Figura 86 – Esforços dos estados atuais possíveis no diagrama de interação¹³

Pode ser observado que os três estados de carregamento obtidos são compatíveis com a capacidade estrutural do revestimento existente. Nota-se também que a forma dos pontos no diagrama é parecida, e que com a redução do parâmetro α os pontos se deslocam em direção à origem dos diagramas (0,0).

¹³ Momentos positivos tracionam a fibra interna; esforço normal negativo indica compressão. Os esforços são plotados sem a consideração do γ_f .

Figura 87 – Detalhe dos esforços na zona 4 (calota)

6.6 Escavação dos subsolos

Obtidos os estados de carregamento possíveis para os túneis e compatíveis com sua capacidade estrutural, pode-se proceder à avaliação dos efeitos da escavação dos subsolos.

Antes do início da execução da obra, acreditava-se que as estacas do edifício só seriam executadas após a conclusão das escavações, o que permitiria a avaliação dos efeitos da escavação sem a interferência das estacas.

Inicialmente, faz-se a modelagem e a avaliação dos túneis sem considerar a existência de estacas durante a simulação. Após a análise desse caso, faz-se a avaliação do caso com as estacas.

Apesar de o problema possuir características geométricas bastante complexas, a utilização de um modelo assumindo estado plano de deformações em uma seção transversal que fosse representativa do problema poderia ser feita, por superestimar os deslocamentos durante a escavação dos subsolos e consequentemente a variação nos esforços atuantes nos túneis.

No capítulo 2, foi visto que, por meio da análise paramétrica das dimensões da vala, utilizando simulações numéricas tridimensionais, Shi, Ng e Chen (2015) chegaram à conclusão de que, para casos em que o comprimento da escavação é aproximadamente duas vezes a altura de escavação, os deslocamentos e convergências apresentados pelo modelo em estado plano de deformações são cerca de duas vezes os valores dados pela simulação tridimensional. Nesse mesmo estudo foi constatado que a condição de estado plano só é atingida quando o comprimento da escavação é aproximadamente nove vezes a altura.

Para o caso em estudo, a altura de escavação máxima varia de 13 a 16 metros, enquanto a largura é da ordem de 51 metros, e o comprimento, de 42 metros. Com essas características, a relação L_e/H_e é aproximadamente 3, o que indicaria que os resultados de *heave* e de convergências obtidos pelo modelo plano seriam superestimados em até duas vezes.

Pelo fato de a análise constituir estudo de um caso real, sendo conhecidas as características do sistema de contenção utilizado, a simulação da escavação foi realizada passo a passo, com a simulação dos elementos de contenção. Foram feitos testes variando os parâmetros dos tirantes e das paredes, verificando-se que, para a geometria utilizada, a variação dos efeitos nos túneis eram desprezíveis.

Tabela 24 – Características dos tirantes utilizados na obra

Características dos tirantes					
Linha	Cota (m)	Protensão (tf)	Llivre (m)	Lbulbo (m)	Características
A	815	60	11	7	6 cordoalhas $\phi 12,7\text{mm}$ (CP 190 RB)
B	812	80	6	9	8 cordoalhas $\phi 12,7\text{mm}$ (CP 190 RB)
C	809	80	6	9	8 cordoalhas $\phi 12,7\text{mm}$ (CP 190 RB)
D	806	80	5	9	8 cordoalhas $\phi 12,7\text{mm}$ (CP 190 RB)

A consideração dos tirantes no modelo numérico foi feita utilizando o elemento *bolt*, do tipo *tieback*, cujos parâmetros estão apresentados na Tabela 25. Esse elemento funciona como um cabo, de rigidez k , submetido a um esforço de tração F .

$$k = \frac{EA}{L} \quad (79)$$

Sem entrar em muitos detalhes, uma vez que a interferência desses elementos nos resultados da modelagem é mínima, quando o elemento é ativado, a força de protensão F é aplicada ao paramento de concreto e feito o equilíbrio dessa força na região do bulbo.

Ao realizar a escavação da etapa seguinte, ocorre o deslocamento da parede, que, por questões de compatibilidade, gera uma nova condição de equilíbrio, alterando F e as tensões transmitidas pelo bulbo ao maciço, em função dos parâmetros de rigidez do trecho livre e do bulbo. Dada a pequena rigidez axial dos tirantes de cordoalhas, a variação das forças durante as etapas de escavação é mínima.

Tabela 25 – Parâmetros dos tirantes

Parâmetros dos tirantes		
Linha	A	B, C e D
Força de Protensão (tf)	60	80
Área (mm ²)	592.2	789.6
E (tf/m ²)	19,750,000	19,750,000
Resistência a Tração (tf)	90	120
Espaçamento (m)	3.2	3.2
Rigidez do Bulbo (tf/m/m)	1,000	1,000
Resistência do Bulbo (tf/m)	12.9	13.3

A consideração das paredes diafragma foi feita utilizando o elemento *liner*, da mesma forma que o utilizado para o túnel, porém com a espessura de 40 centímetros.

Tabela 26 – Parâmetros da cortina

Propriedades das paredes diafragma			
Fase	E (tf/m²)	ν	esp. (m)
Escav.	2,100,000	0.2	0.4

A escavação dos subsolos foi feita em sete fases adicionais (4 a 10), após as fases de execução dos túneis (1 a 3), realizando sucessivas escavações e ativações de linhas de tirantes supondo que as cotas de escavações eram horizontais sempre meio metro abaixo das cotas dos tirantes, conforme apresentado na Figura 88.

Figura 88 – Fases de modelagem da escavação

6.6.1 Segurança estrutural

Nas três páginas seguintes são apresentados os resultados obtidos para o túnel 3, com a simulação da escavação, a partir dos três estados de carregamento obtidos. Em cada um dos casos, também são apresentados os esforços correspondentes ao estado atual do túnel para aquela hipótese de carregamento.

Observa-se que nas três hipóteses de carregamento, a região central do invert (zona 1) sofreu pequeno aumento do esforço normal, junto com redução de momento, o que indica que a zona 1 teve aumento em sua segurança.

Figura 89 – Resultados do túnel 3 no estado atual e na fase 9 ($\alpha = 1$)

Figura 90 – Resultados do túnel 3 no estado atual e na fase 9 ($\alpha = 0,75$)

Figura 91 – Resultados do túnel 3 no estado atual e na fase 9 ($\alpha = 0,50$)

A partir da metade da zona 2 e até a geratriz superior do túnel, que corresponde ao trecho da calota mais as paredes, nota-se redução significativa do esforço normal, principalmente na região da parede. A magnitude da variação não é a mesma para todos os casos. Observa-se que, com a redução do parâmetro α , a variação do esforço normal durante a etapa de escavação também se reduz.

Tabela 27 – Variação da normal no nó 100

Caso	α	ΔN (tf/m)
1	1	-135
2	0.75	-127
3	0.5	-99

Valores baixos de α indicam a ocorrência de maior arqueamento durante a etapa de execução do túnel; isso significa que os pontos mais superficiais não carregam o túnel durante a fase de execução.

Quanto menor o valor de α , maior é a redução feita, e mais profunda é a camada que não tem influência no túnel. Assim, com a retirada do solo superficial para realizar a escavação, é coerente que, para uma mesma altura de escavação, a variação do esforço normal se reduza com o aumento do alívio na fase de execução do túnel, indicando que menos material da “cunha” que carrega o túnel foi removido. É interessante o fato de o modelo ter sido capaz de indicar a ocorrência desse fenômeno.

Nas zonas 3 e 4, além da redução significativa do esforço normal atuante, é possível observar reduções do momento fletor, ocorrendo a inversão do momento tanto na parede quanto na calota, sendo que na parede a magnitude da variação do esforço normal e do momento é superior à ocorrida na calota.

No caso de um túnel “normal”, em que se adota uma taxa de armação praticamente constante ao longo de seu perímetro, pode-se dizer que a região que mais sofre durante a fase de escavação é a da parede. Entretanto, devido ao fato de esse túnel possuir várias zonas com armação diferentes, o que não é usual, isso pode não ser verdade.

Pode ser visto na Figura 92, em que estão apresentados os esforços atuantes no túnel 3, após a escavação do subsolo, para os três casos de carregamento, que o caso no qual os pontos chegam mais perto da envoltória é o 3 (vermelho). Isso ocorre na zona 4, que representa a calota do túnel.

Figura 92 – Esforços após as escavações para as três hipóteses de carregamento

A proximidade dos esforços relativos à fase de escavação no caso 3 com a envoltória é uma consequência do esforço de compressão atuante ser pequeno, enquanto que o momento atuante traciona a fibra externa. A isso ainda se soma o fato de que, na região da calota, não foi considerada a existência de armação na face externa, o que reduziu a envoltória para os momentos negativos.

Neste ponto, pode-se concluir que: em túneis urbanos que possam vir a sofrer alívios de tensão provocados por escavações ao longo de sua vida útil, é recomendável a adoção de armaduras em ambas as faces do revestimento, principalmente na região da calota e da parede, devido à possibilidade de inversão de momento na região.

Pode-se observar que, para os três casos de carregamento, os pontos se localizam dentro da envoltória de resistência, indicando que o túnel é seguro durante a fase de escavação do subsolo, mesmo utilizando um modelo bidimensional.

Figura 93 – Esforços no túnel 3 antes e após as escavações ($\alpha = 1$)

Figura 94 – Esforços no túnel 3 antes e após as escavações ($\alpha = 0,75$)

Figura 95 – Esforços no túnel 3 antes e após as escavações ($a = 0,50$)

Nas figuras 92, 93 e 94 são apresentados os esforços atuantes no túnel 3, na fase atual e após a escavação, separados por hipótese de carregamento. É possível observar que, para esse túnel, a hipótese que leva à solicitação mais crítica na fase final é a que utilizou o menor a (maior alívio na execução do túnel).

Apesar disso, não se pode concluir que a hipótese mais conservadora de carregamento nesse tipo de análise é a que atribui menor carregamento para o estado atual do túnel, por duas razões:

- a envoltória de resistência de seções de concreto armado submetidas a esforços combinados de compressão e flexão, especialmente em baixos níveis de compressão, é bastante dependente das taxas de armação utilizadas, e como estas podem ser bastante variáveis, não se pode afirmar que para todos os túneis o menor carregamento será o crítico;
- a forma do túnel influencia tanto os esforços decorrentes de sua execução quanto a variação dos esforços em decorrência da escavação. Como os túneis podem ser concebidos com as mais diferentes formas, é impossível afirmar qual hipótese de carregamento inicial leva à condição mais crítica após a escavação de um subsolo.

Como consequência disso, devem ser sempre avaliadas diferentes hipóteses de carregamento inicial para o túnel.

6.6.2 Ações sobre o revestimento (novo)

Para entender melhor como se dá a interação solo-estrutura entre o revestimento e o maciço, convém apresentar as tensões (verticais e horizontais) de contato.

Essas tensões foram obtidas somando vetorialmente as tensões normais e tangenciais de contato, e posteriormente as decompondo em x e em y. Como essas tensões são atuantes ao longo do perímetro do túnel, para a representação na sua forma projetada, a tensão vertical foi multiplicada por L/L_x , e a horizontal por L/L_y .

Figura 96 – Ações no túnel

Analisando as ações verticais no revestimento decorrentes da simulação da execução do túnel, observa-se que no trecho central da calota as ações são quase constantes, aumentando à medida que a distância da geratriz aumenta. Na região da calota as ações no túnel são condizentes com o trabalho de Prado e Waimberg (2016).

No invert, observa-se que quase não existe carregamento do revestimento na região central, ao passo que próximo da junção com as paredes ocorre uma elevação brusca da tensão de contato vertical.

Essa tensão elevada em uma pequena região se deve à existência de mudança brusca de curvatura da seção, na qual duas regiões de raio bastante elevados (invert e parede) são “conectadas” por uma de raio bastante pequeno.¹⁴ Se a ligação fosse mais “suave” haveria melhor distribuição das tensões no solo e, conseqüentemente, menores momentos fletores na região.

Comparando as ações atuantes após a execução do túnel com as decorrentes da escavação dos subsolos, observa-se que as ações verticais da calota são pouco alteradas na região central, ao passo que próximo às paredes ocorre elevada redução dos valores. Comportamento semelhante ocorre com as ações verticais do invert.

Analisando as ações horizontais, percebe-se que, com a escavação, ocorre aumento do valor das ações nas regiões mais altas da seção, cujos valores anteriores eram bem pequenos; percebe-se também redução no restante da parede, de valor inferior à redução decorrente da ação vertical.

Prado e Waimberg (2016) comparam modelos de hierarquia mais baixa (barras e molas) feitos em *software* de análise estrutural (Strap 2011) com modelos em EPD feitos com o Midas GTS NX. Nesse trabalho utilizam como ações no modelo de barras as ações decorrentes do modelo plano, obtendo esforços compatíveis.

¹⁴ A esse respeito convém ressaltar que, durante o projeto de túneis em solo, procura-se evitar mudanças bruscas de curvatura. Kolymbas (2005) recomenda que a razão entre raios adjacentes não ultrapasse o valor de 5.

Sob a motivação do trabalho mencionado e também do fato de que *softwares* de caráter mais estrutural (Strap, SAP2000, Ansys, Adina, etc.) são capazes de representar o comportamento do revestimento de forma mais sofisticada (não linearidades físicas e geométricas), optou-se aqui por apresentar as ações atuantes no túnel antes e após a escavação dos subsolos, possibilitando que trabalho futuros explorem o tema.

6.6.3 Deslocamentos

A figura a seguir mostra os campos de deslocamentos verticais obtidos pelo modelo numérico. Os resultados apresentados são os do caso 1, sem consideração de alívio na fase de execução do túnel. Apenas esse caso será apresentado, pois visualmente não é possível identificar diferenças dos casos 2 e 3.

Figura 97 – Deslocamentos verticais (caso 1)

Os valores de deslocamentos apresentados são sempre relativos ao estado “atual” do túnel, ou seja, os deslocamentos resultantes da simulação da construção dos túneis foram subtraídos do resultado final.

Na figura 97 é apresentada a malha deformada obtida, sendo possível observar a ocorrência de levantamento do fundo da vala e o deslocamento vertical do túnel. Também é possível perceber a ocorrência de uma leve ovalização da forma dos túneis.

Figura 98 – Malha deformada

A partir dos deslocamentos verticais e horizontais dos modelos numéricos, foram obtidos os valores de *heave* da geratriz superior do túnel 3 e as convergências. Devido às interferências existentes no túnel 3 (ver Figura 76), as linhas de convergência horizontais tiveram que ser instaladas um pouco acima da parede, fora da região em que é constatada a maior convergência horizontal. Assim, foram obtidos pelos modelos dois valores de convergência horizontal, “C. Hor.” e “C. Hor. Inst.”, referentes à máxima convergência horizontal e à convergência em que foi instalada a instrumentação.

Os valores de convergência vertical também foram obtidos pelo modelo, porém, em função das interferências, não foram realizadas essas medidas na obra. A figura 98 indica em quais regiões do modelo foram obtidos esses valores.

Figura 99 – Pontos das medidas de deslocamento e convergência

Nas tabelas 28 e 29 são apresentados os valores obtidos pelo modelo numérico para os três casos.

Tabela 28 – Deslocamentos e convergências (fase 9)

Valores em milímetros			
Caso	1	2	3
Heave	28.7	28.5	28.9
C. Vert	11.3	11.2	11.9
C. Hor. Inst.	-4.34	-4.46	-5.04
C. Hor.	-6.01	-6.1	-6.99

Tabela 29 – Deslocamentos e convergências (fase 10)

Valores em milímetros			
Caso	1	2	3
Heave	33.6	33.6	34.1
C. Vert	13.7	14	14.8
C. Hor. Inst.	-5.68	-5.9	-6.63
C. Hor.	-7.62	-7.96	-8.89

Verifica-se que o comportamento do túnel durante a escavação tende à ovalização, apresentando convergência das cordas horizontais e divergência da vertical. Observa-se também que os valores de convergência crescem com o aumento do alívio utilizado para a obtenção do estado atual, em decorrência da maior solicitação do maciço, que resulta em maior plastificação durante a escavação (ver Figura 100).

Tabela 30 – Resultados da instrumentação (mm)

Instrumentação (cordas horizontais)			
SC-1	SC-2	SC-3	SC-6
-1.45	-1.51	-0.26	-1.54

Ao comparar os valores obtidos pelos modelos numéricos com os resultados de instrumentação, observa-se que a instrumentação apresentou valores bastante inferiores aos do modelo.

Mesmo levando em consideração que os valores de convergência do modelo numérico podem estar superestimados em até duas vezes, devido ao fato de a modelagem ter sido realizada utilizando estado plano de deformações, o menor valor de convergência horizontal do modelo seria 2,17 milímetros, ainda superior ao medido.

Figura 100 – Plastificação na fase 9 (casos 1, 2 e 3)

6.6.4 Importância do módulo de elasticidade

Para ilustrar a importância da utilização do módulo de elasticidade correspondente à trajetória de descompressão durante a simulação da escavação, são apresentadas a seguir as envoltórias correspondentes às zonas 3 e 4 (parede e calota), com os esforços referentes à fase atual (azul) e com os resultados da fase 9, considerando o módulo de elasticidade igual a 120MPa (verde), o mesmo utilizado para a obtenção da fase atual, e também os resultados utilizando 300MPa (vermelho).

Figura 101 – Comparativo dos esforços (caso 3)

Observa-se que, se durante a simulação da escavação da vala fosse utilizado na análise o módulo E_{50} , teria sido obtida uma variação bem maior dos esforços, com os pontos da calota ultrapassando a envoltória de resistência da seção.

Como consequência disso, seria constatado que a escavação dos solos, do modo como havia sido planejado, estaria insegura, sendo necessária restrição maior quanto à altura de escavação, gerando prejuízos financeiros para o empreendedor.

Na tabela 31 são apresentados os deslocamentos e as convergências obtidos com a simulação sem alteração do módulo de elasticidade.

Tabela 31 – Deslocamentos utilizando o valor de E_{50}

Valores em milímetros			
Caso	1	2	3
Heave	-	-	70.3
C. Vert	-	-	25.9
C. Hor. Inst.	-	-	-11.18
C. Hor.	-	-	-15.46

Verifica-se que as convergências obtidas são bem superiores às conseguidas com o modelo considerando o módulo de elasticidade mais elevado. O *heave* obtido para o túnel chama a atenção por ser extremamente elevado (7 centímetros), incompatível com valores observados de levantamento de fundo em valas.

6.7 Modelo 2D com as estacas

Dada essa diferença de valores observada no item 6.6.3 foi levantada a hipótese de as estacas estarem restringindo o deslocamento dos túneis de forma significativa. Por essa razão, foi realizada a modelagem de um novo caso, considerando a existência das estacas.

Nas simulações anteriores, foi utilizado o *software* Phase2, que é um dos programas numéricos mais simples destinados à análise numérica de túneis. Para considerar o efeito das estacas, foi necessária a utilização de *software* com recursos adicionais, uma vez que o Phase2 não era capaz de simular adequadamente o comportamento das estacas.

Dessa forma, o modelo com estacas foi feito utilizando o Midas GTS NX, que possui um tipo de elemento destinado à representação do comportamento de estacas. Esse modelo foi feito com as mesmas características do caso 1, adicionando, porém, as estacas na etapa anterior às escavações, com o uso de *embedded elements*.

Entre as vantagens da utilização desse elemento para representar o comportamento das estacas está o fato de que, diferentemente do elemento *liner*, em que o maciço é separado pelo elemento, o comportamento dos dois lados do maciço e da estaca é solidário. Com a utilização desse tipo de elemento também não é necessário que os nós dos elementos do maciço sejam os mesmos do *embedded element*, o que significa que, para adicionar as estacas, não é necessário gerar novamente a malha de elementos do maciço.

Figura 102 – Geometria do modelo com estacas

Nas figuras 102 e 103 pode ser vista a malha de elementos finitos utilizada. Os nós dos túneis do modelo do Midas encontram-se nas mesmas posições do modelo do Phase, permitindo a comparação direta de resultados.

Figura 103 – Malha de elementos

Figura 104 – Detalhe da malha de elementos

Antes de efetuar o modelo com a presença das estacas, foi realizado um modelo sem sua presença, de modo a verificar se os resultados do Midas eram semelhante aos do Phase.

No modelo realizado com o Midas não foi considerado um alívio prévio à execução dos túneis, o que significa que o modelo é equivalente ao modelo do Phase utilizando α igual a 1.

Na figura 104 são apresentados os esforços obtidos para o estado atual do túnel pelos modelos do Midas e do Phase. É possível observar que não existem diferenças significativas nos resultados.

Figura 105 – Comparação dos esforços (estado atual)

Na comparação dos resultados referentes à fase 9 do modelo do Phase, observa-se apenas uma pequena diferença em relação ao esforço normal obtido.

Figura 106 – Comparação dos esforços (“fase 9”)

Na tabela 32 são apresentados os resultados de deslocamentos e convergências dos modelos. Nota-se que o *heave* foi o que apresentou maior diferença (6%).

Tabela 32 – Comparação dos deslocamentos

Valores em milímetros			
Caso	Midas	Phase	Δ (%)
Heave	30.4	28.7	6%
C. Vert	11.6	11.3	3%
C. Hor. Inst.	-4.53	-4.34	4%
C. Hor.	-6.04	-6.01	1%

A diferença nos resultados de deslocamentos e de esforços provavelmente está associada à malha de elementos utilizada para realização das simulações. Apesar de a “discretização” no contorno dos túneis ser igual, isso não ocorre no restante do maciço.

Comparando a Figura 103 e a Figura 82 observa-se que não só a malha utilizada no Midas foi mais refinada do que a utilizada no Phase, como o tipo de elemento também não foi igual, o que poderia justificar a diferença nos resultados.

No modelo do Midas em que se considerou a existência das estacas também foi admitido estado plano de deformações, com o espaçamento das estacas sendo igual ao de campo. Essa hipótese implica também a superestimação do efeito das estacas na variação dos esforços e dos deslocamentos.

Nas duas páginas a seguir são apresentados os esforços normais e momentos fletores obtidos com o Midas para a fase atual do túnel e para a fase 9, com e sem a consideração da presença das estacas.

Analisando os resultados dos diagramas de esforços, observa-se que os momentos fletores não tiveram variação significativa, ao passo que o esforço normal obtido na fase 9 foi bastante influenciado pela presença das estacas, principalmente na região das paredes e calota.

Figura 107 – Normal (fase atual)

Figura 108 – Normal sem as estacas (fase 9)

Figura 109 – Normal com as estacas (fase 9)

Figura 110 – Momento (fase atual)

Figura 111 – Momento sem as estacas (fase 9)

Figura 112 – Momento com as estacas (fase 9)

Figura 113 – Esforços obtidos (gráficos)

Analisando os esforços obtidos através dos gráficos da figura acima, pode ser constatado que a variação do esforço normal atuante nas paredes e na calota considerando a existência das estacas é aproximadamente a metade da variação em sua ausência. Na região do arco invertido a variação do esforço normal é mínima.

Quanto aos momentos atuantes observa-se que na região superior da calota (zona 4) os valores obtidos com as estacas são aproximadamente os mesmos do modelo sem as estacas.

Na região da parede direita (~ nó 100) observa-se que a variação dos momentos foi reduzida pelas estacas e que na região de ligação da parede esquerda com o invert (zona 2 entre os nós 250 e 300) a redução do momento atuante foi bem maior na presença das estacas, o que é benéfico para o túnel, uma vez que o momento do estado atual na região é bastante elevado.

Figura 114 – Esforços no diagrama de interação

Na figura 113 são apresentados os esforços da fase atual e das fases 9 (com e sem estacas), plotados nos diagramas de interação. Nessa figura é possível perceber que a existência das estacas fez com que os esforços obtidos para a fase 9 se afastassem mais da envoltória de resistência em comparação com o modelo sem estacas.

Isso indica que, ao executar as estacas antes da escavação dos subsolos, se obteve um ganho de segurança para a obra. Em casos semelhantes, se poderia pensar em executar as estacas antes da escavação dos subsolos como forma de reduzir os efeitos causados pelo alívio das tensões.

Nas figuras a seguir são apresentadas as tensões principais σ_1 obtidas pelos dois modelos. Observa-se que a influência das estacas se reduz rapidamente com o afastamento da região das estacas, apresentando interferência mínima ao atingir cerca de dois diâmetros de seus eixos (4 metros).

Figura 115 – Tensão principal σ_1 (sem estacas)

Figura 116 – Tensão principal σ_1 (sem estacas)

Figura 117 – Deslocamento vertical (sem estacas)

Figura 118 – Deslocamento vertical (com estacas)

Analisando os resultados de deslocamentos e convergências do túnel, observa-se que tanto o *heave* quanto as convergências foram bastante reduzidos pela presença das estacas.

Tabela 33 – Deslocamentos do túnel

Valores em milímetros			
Caso	S/ Est.	C/ Est.	Δ (%)
Heave	30.4	19.9	34%
C. Vert	11.6	6.6	43%
C. Hor. Inst.	-4.53	-3.63	20%
C. Hor.	-6.04	-3.64	40%

Pode ser observado que a convergência horizontal e a divergência vertical obtidas do modelo são reduzidas pela presença das estacas em cerca de 40%, ao passo que na posição da corda horizontal instalada o efeito das estacas na convergência é menor, gerando redução de apenas 20%.

Na Figura 119 são apresentadas as deformadas do túnel direito com e sem a presença das estacas.

Figura 119 – Deformada do túnel (a) (fase 9)

Na Figura 120, foi subtraído dos deslocamentos verticais de cada caso o valor do deslocamento vertical da geratriz inferior, de modo a facilitar a visualização das deformações da seção.

Figura 120 – Deformada do túnel (b) (fase 9)

Comparando a convergência horizontal (C. Hor. Ins.) apresentada pelo modelo em estado plano de deformações, considerando a existência das estacas, com os valores obtidos por instrumentação, observa-se que, mesmo simulando as estacas durante a escavação dos subsolos, o valor obtido para a respectiva linha de convergência ainda é bastante superior ao identificado pela instrumentação.

Tabela 34 – Resultados do modelo com estacas e instrumentação

Valores em milímetros			
Caso	Fase 9	Fase 10	Instrum.
Heave	19.9	23.8	-
C. Vert	6.6	8.7	-
C. Hor. Inst.	-3.63	-4.98	~-1.5
C. Hor.	-3.64	-5.08	-

7 MODELO 3D DO CASO ANALISADO

Com a intenção de verificar se a diferença nos resultados se deve ao fato de os modelos já apresentados terem sido realizados assumindo estado plano de deformações, foram feitos novos modelos numéricos hierarquicamente superiores, dessa vez tridimensionais. O modelo numérico tridimensional também foi elaborado no *software* Midas GTS NX, adotando para os materiais existentes as mesmas propriedades dos outros modelos.

Apesar de o modelo ser tridimensional, alguns aspectos da geometria foram simplificados. O túnel que liga a estação e as salas técnicas, o poço circular e o poço de acesso não foram simulados. As faces de fechamento do túnel, que apresentam pequena curvatura, foram tratadas como planas. Na figura 120 apresenta-se uma planta ilustrativa da escavação, dos túneis e das estacas utilizadas no modelo 3D.

Figura 121 – Modelo 3D em planta

Pelo fato de a resolução pelo *software* do modelo tridimensional ser significativamente mais demorada,¹⁵ as etapas de escavação da vala foram reduzidas para apenas duas. A primeira é referente à escavação nivelada até 13 metros de profundidade, e a segunda representa a escavação da vala para execução do bloco das estacas.

A geometria da escavação foi adotada idêntica à de projeto.

Figura 122 – Geometria do modelo 3D

Como o efeito da consideração dos tirantes é mínimo nesse tipo de problema, conforme já mencionado, e pelo fato de que sua consideração também aumenta o tempo necessário para solução do modelo, foi utilizado o empuxo em repouso atuando nas faces verticais escavadas para equilibrar a escavação, procedimento semelhante ao adotado por Dolezalova (2001).

A simulação da execução dos túneis, assim como no modelo bidimensional, foi feita em apenas uma etapa, com a remoção do material na região interna ao túnel e imediata ativação dos elementos do revestimento.

¹⁵ A solução do modelo numérico apresentado demorou cerca de seis horas (Core i5-4690 3,5GHz; 8GB DDR3; NVIDIA GTX 770).

O revestimento dos túneis foi simulado como elementos de casca (*shell*), de espessura semelhante à utilizada para os elementos *liner* do modelo bidimensional.

Figura 123 – Túneis e estacas no modelo 3D

As estacas também foram simuladas como *embedded elements*, porém localizadas exatamente nas posições de projeto, com comprimentos e diâmetros reais. O modelo 3D foi “discretizado” em elementos variando de 1 metro na região próxima aos túneis e à escavação até 5 metros nas extremidades.

Figura 124 – Malha de elementos do modelo 3D (a)

Na Figura 124 pode ser visto o modelo tridimensional “discretizado”, e na Figura 125 apresenta-se corte mostrando os túneis e a seção a ser escavada.

Figura 125 – Malha de elementos do modelo 3D (b)

7.1 Esforços obtidos

Neste item são apresentados os esforços obtidos para os túneis utilizando o modelo 3D descrito.

7.1.1 Resultados da fase atual

Para facilitar a comparação dos resultados tanto com o modelo 2D quanto com os resultados das outras fases, foram definidas cinco seções transversais representativas, apresentadas na figura 125 e utilizadas para comparação dos resultados.

Figura 126 – Seções transversais de análise

A seguir são apresentados os esforços obtidos decorrentes da execução do túnel, chamados de esforços da fase atual.

Figura 127 – Esforço normal transversal (fase atual)

Figura 128 – Momento fletor transversal (fase atual)

Para a comparação dos esforços atuantes no túnel foi utilizada apenas a seção número 2, que se encontrava próxima da região de maior solicitação de esforços normais e momentos fletores.

Figura 129 – Comparação 3D x 2D para a fase atual (seção 2)

Na figura 128 são apresentados os esforços da fase atual atuantes na seção transversal 2 do modelo tridimensional e os do modelo bidimensional. Apesar de a “discretização” utilizada no modelo tridimensional (1m) ser bastante superior à do modelo bidimensional (10cm), observa-se que os resultados obtidos para a fase atual são bastante próximos.

7.1.2 Modelo 3D sem estacas

Nas figuras 129 e 130 são apresentados os esforços atuantes nos túneis após a escavação dos subsolos (fase 9) sem a consideração do efeito das estacas.

Figura 132 – Comparação 3D x 2D sem estacas (seção 2)

Comparando os esforços atuantes após a escavação dos subsolos obtidos da seção 2 do modelo tridimensional com os esforços do modelo equivalente em estado plano, observa-se pequena diferença nas normais atuantes. Já nos momentos fletores, a diferença em relação ao modelo 2D é ínfima.

7.1.3 Modelo 3D com estacas

Nas figuras 132 e 133 são apresentados os esforços atuantes nos túneis após a escavação dos subsolos (fase 9), dessa vez considerando o efeito das estacas.

Figura 133 – Esforço normal transversal (com estacas)

Figura 134 – Momento fletor transversal (com estacas)

Figura 135 – Comparação 3D x 2D com estacas (seção 2)

Novamente é possível notar excelente correlação dos momentos fletores obtidos entre os modelos 2D e 3D. Quanto aos esforços normais, apesar de poder ser notado uma pequena diferença, pode-se dizer que os resultados dos modelos em termos de esforços são equivalentes.

7.2 Deslocamentos obtidos

Na figura 135 apresenta-se o campo de deslocamentos obtido pelo modelo tridimensional. Observa-se que os maiores deslocamentos verticais ocorrem na face inferior da escavação e que a maior parte do modelo (~50%) apresenta deslocamentos bastante reduzidos (inferiores a 3mm).

Figura 136 – Deslocamentos verticais

Figura 137 – Deslocamentos verticais (seção 2 – sem estacas)

Na figura 136 são apresentados os deslocamentos verticais obtidos pelo modelo 3D na seção 2, sem as estacas. Percebe-se que a forma dos deslocamentos verticais da seção é semelhante à obtida pelo modelo bidimensional (Figura 117).

Essa semelhança também pode ser notada comparando os resultados do modelo 3D com estacas, apresentado na Figura 138, com os do modelo 2D (Figura 118).

Figura 138 – Deslocamentos verticais (seção 2 – com estacas)

A seguir serão apresentados os deslocamentos verticais e horizontais obtidos pelos modelos tridimensionais, assim como as convergências.

7.2.1 Modelo sem estacas

Na figura 138 são apresentados os deslocamentos verticais obtidos. Observa-se que o túnel da direita é o que apresenta o maior deslocamento vertical, de aproximadamente 22mm.

Figura 139 – Deslocamentos verticais dos túneis (a) (sem estacas)

Na figura 139 são apresentados os deslocamentos verticais do túnel direito nas cinco seções definidas, nas geratrizes superior e inferior.

Figura 140 – Deslocamentos verticais dos túneis (b) (sem estacas)

Na figura 140 são apresentados os deslocamentos horizontais dos túneis. Observa-se que o maior deslocamento horizontal do túnel direito ocorre aproximadamente na mesma seção do máximo deslocamento vertical, que por sua vez encontra-se próximo à seção 2.

Figura 141 – Deslocamentos horizontais dos túneis (a) (sem estacas)

Nas figuras 141 e 142 são apresentados os deslocamentos horizontais obtidos, primeiro para a linha de convergência horizontal na altura em que foram instalados os instrumentos, e depois na região em que foi identificada a maior convergência horizontal.

Figura 142 – Deslocamentos horizontais dos túneis (b) (sem estacas)

Figura 143 – Deslocamentos horizontais dos túneis (c) (sem estacas)

Tabela 35 – Comparação de deslocamentos 3D x 2D (sem estacas)

Fase 9 (sem estacas)						
Caso	2D	3D - S5	3D - S4	3D - S3	3D - S2	3D - S1
Heave	30.4	19.1	20.5	21.4	21.9	21.8
C. Vert	11.6	8.6	9.3	9.7	9.8	9.6
C. Hor. Inst.	-4.53	-3.60	-3.92	-4.07	-4.10	-4.00
C. Hor.	-6.04	-4.65	-4.98	-5.14	-5.17	-5.05

Na tabela 35 são apresentados os valores de *heave* e de convergências obtidos nas cinco seções pelo modelo tridimensional e também seus valores obtidos pelo modelo plano.

Tabela 36 – Percentual de redução nos deslocamentos (sem estacas)

Fase 9 (sem estacas)			
Caso	2D	3D - S2	Δ (%)
Heave	30.4	21.9	28%
C. Vert	11.6	9.8	16%
C. Hor. Inst.	-4.53	-4.10	9%
C. Hor.	-6.04	-5.17	14%

Pode ser observado que a seção crítica do modelo 3D (seção 2) apresentou valores de *heave* 28% inferiores aos do modelo em estado plano de deformações. A redução das convergências horizontais e verticais foi da ordem de 15%, sendo que na corda horizontal em que a instrumentação foi instalada, a redução foi de apenas 9%.

Apesar de existirem diferenças entre os resultados do modelo 2D e do 3D, observa-se que para o caso do modelo sem estacas, com exceção do *heave*, as diferenças entre os modelos não foram tão significativas quanto as dos casos relatados no capítulo 2.

Segundo Shi, Ng e Chen (2015), para as dimensões da vala do problema em questão, o modelo em estado plano deveria superestimar os deslocamentos em aproximadamente duas vezes. Observa-se que as diferenças tanto no *heave* como nas convergências não chegaram nesse valor.

Isso pode estar relacionado a diversos aspectos, como o fato de Shi, Ng e Chen (2015) não terem utilizado o modelo constitutivo deste trabalho; a existência de dois túneis no problema aqui examinado; e até mesmo o comprimento limitado dos túneis, pois em todos os casos relatados os túneis eram extensos, não terminando próximos à escavação.

7.2.2 Modelo com estacas

Na figura 143 são apresentados os deslocamentos verticais obtidos considerando a existência das estacas. Observa-se que o túnel da direita ainda é o que apresenta o maior deslocamento vertical, agora com valor aproximado de 16mm.

Figura 144 – Deslocamentos verticais dos túneis (a) (com estacas)

Comparando o aspecto dos resultados dos deslocamentos dos túneis obtidos pelos modelos tridimensionais com e sem as estacas, observa-se que, apesar de os valores serem diferentes, a forma dos deslocamentos é semelhante.

Na figura 144 são apresentados novamente os deslocamentos verticais do túnel direito nas cinco seções definidas, nas geratrizes superior e inferior, obtidos considerando a existência das estacas.

Figura 145 – Deslocamentos verticais dos túneis (b) (com estacas)

Na figura 145 são apresentados os deslocamentos horizontais dos túneis com as estacas. Observa-se que o maior deslocamento horizontal do túnel direito continua ocorrendo aproximadamente na seção 2, assim como o máximo deslocamento vertical.

Figura 146 – Deslocamentos horizontais dos túneis (a) (com estacas)

Nas figuras 146 e 147 são apresentados os deslocamentos horizontais obtidos na linha de convergência da instrumentação e da maior convergência horizontal.

Figura 147 – Deslocamentos horizontais dos túneis (b) (com estacas)

Figura 148 – Deslocamentos horizontais dos túneis (c) (com estacas)

Tabela 37 – Comparação de deslocamentos 3D x 2D (com estacas)

Fase 9 (com estacas)						
Caso	2D	3D - S5	3D - S4	3D - S3	3D - S2	3D - S1
Heave	19.9	14.2	15.0	15.4	15.6	15.7
C. Vert	6.6	5.8	6.2	6.2	6.2	6.2
C. Hor. Inst.	-3.63	-2.96	-3.32	-3.51	-3.55	-3.50
C. Hor.	-3.64	-3.21	-3.41	-3.43	-3.42	-3.38

Na tabela 37 são apresentados os valores de *heave* e de convergências obtidos nas cinco seções pelo modelo tridimensional e também seus valores obtidos pelo modelo plano, ambos considerando a existência das estacas.

Tabela 38 – Percentual de redução nos deslocamentos (com estacas)

Fase 9 (com estacas)			
Caso	2D	3D - S2	Δ (%)
Heave	19.9	15.6	22%
C. Vert	6.6	6.2	5%
C. Hor. Inst.	-3.63	-3.55	2%
C. Hor.	-3.64	-3.42	6%

Comparando os resultados do modelo 3D com os do 2D, observa-se que a redução das convergências foi bem pequena (~5%), sendo de 22% a redução do *heave*.

7.3 Conclusões obtidas com os modelos 3D

A partir das simulações tridimensionais realizadas foi constatado que para as características do problema, os esforços obtidos com ambos os modelos 3D tiveram muito pouca diferença em relação aos modelos planos sem adoção de redução de carregamento (modelo rígido), de modo que se pode concluir que, para o caso em questão, a análise da segurança do revestimento dos túneis feita pelo modelo plano seria suficiente.

Comparando os deslocamentos e convergências entre os modelos 3D e 2D, constata-se que os valores obtidos pelas análises tridimensionais foram inferiores aos alcançados pelas bidimensionais. Apesar de essa ocorrência já ser esperada, verificou-se que a redução não foi tão significativa como nos trabalhos de Shi, Ng e Chen (2015) e também de Abdel-Meguid, Rowe e Lo (2002), em que deveriam ser

esperadas reduções de aproximadamente 50%.

De modo geral, foi possível constatar que é possível o estudo de problemas desse tipo utilizando apenas análises em estado plano de deformações para o comportamento na transversal e que elas fornecem variações conservadoras de deslocamentos e convergências.

Apesar de a capacidade de processamento dos computadores pessoais atuais ter evoluído até o ponto de eles serem capazes de resolver problemas numéricos tridimensionais em meio contínuo, deve-se ter em mente que a solução desses problemas normalmente leva várias horas e, como são necessárias várias tentativas de modelagem até que se obtenha um bom modelo – além de que normalmente um só modelo numérico não é suficiente para analisar um problema com tantas incertezas envolvidas –, ainda é inviável o estudo de problemas desse tipo com base apenas em modelos tridimensionais.

Pode sim haver casos em que, ao analisar os efeitos de escavação em um túnel existente qualquer, chega-se à conclusão pela análise 2D de que a segurança do túnel é afetada e pela análise 3D de que o túnel é seguro; mas pela experiência obtida pelas diversas análises realizadas nesta dissertação e também pela avaliação dos casos reais relatados em literatura como em Lo e Ramsay (1991), Sharma et al. (2001) e Dolezalova (2001), para que isso ocorra o problema deve possuir características geométricas bastante peculiares, como, por exemplo, a vala ser muito larga e pouco comprida.

Normalmente em uma situação real não se dispõe de tempo suficiente para realizar diversas análises com várias hipóteses como feito nesta dissertação, principalmente se houver a intenção de analisar o problema apenas com modelos 3D. É, portanto, de suma importância a utilização de modelos planos com a intenção de avaliar os impactos da adoção das diversas hipóteses de carregamento e de variação dos parâmetros nos resultados obtidos, para só então partir para a análise tridimensional, tendo como base os resultados dos modelos planos para comparação.

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O estudo da interação entre escavações e túneis já existentes, apesar da importância que tem ganhado atualmente, com um número crescente de trabalhos sendo publicados, ainda é área carente de bibliografia e com muito potencial para desenvolvimento.

A maioria dos trabalhos encontrados sequer menciona o impacto que a adoção de diferentes hipóteses quanto ao carregamento “atual” agindo sobre o túnel tem sobre sua segurança após a realização da escavação. Abdel-Meguid, Rowe e Lo (2002) chegam a afirmar que a hipótese de um estado mais carregado para o túnel é conservadora. Neste trabalho conclui-se que isso não é verdade, e que o estado atual mais crítico, depende de uma série de fatores.

Nenhum dos trabalhos publicados apresenta de forma clara a variação dos esforços atuantes nos túneis após a realização da escavação. Ng, Shi e Hong (2013) realizaram o estudo de um modelo real em escala reduzida, mas, porque só efetuaram medições de deformação nas fibras externas dos túneis, não foi possível avaliar como foi a variação dos esforços.

Dito isso, a presente pesquisa colaborou para o entendimento dos efeitos causados por escavações acima de túneis já existentes, com as seguintes conclusões:

- analisando as trajetórias de tensões no maciço através de um modelo plano, identificou-se que durante a etapa de escavação acima do túnel ocorre no maciço a predominância da trajetória de descarregamento, cujo comportamento é significativamente mais rígido se comparado com a trajetória de compressão carregamento, representada pelos ensaios triaxiais normais;
- apesar de o modelo de Mohr-Coulomb ser indiferente quanto à trajetória de tensão percorrida pelos pontos do maciço, devido ao fato de as trajetórias das fases de execução do túnel serem diferentes das fases de escavação acima dele, com o predomínio da trajetória de descarregamento nesta última, a utilização desse modelo é viável, desde que seja feita a alteração do módulo de

elasticidade do maciço após a simulação da execução do túnel;

- em face da impossibilidade de efetuar medições que permitam estimar o carregamento atuante no túnel antes da escavação, e do fato de que não é possível afirmar qual carregamento na fase atual leva à condição crítica de segurança após a escavação, é necessária a adoção de mais de uma hipótese de carregamento para o túnel;
- o estudo da influência dos parâmetros foi de extrema importância, pois permitiu a identificação dos parâmetros mais importantes para cada etapa da simulação, bem como melhor compreensão do funcionamento do modelo em meio contínuo;
- analisando como a forma dos túneis influencia os resultados, identificou-se que no caso de túneis com seção tipo “boca”, a mais utilizada em túneis executados pelo método NATM, a variação dos momentos ocasionada pela escavação é normalmente no sentido oposto aos ocasionados pela execução do túnel. No caso de túneis com seção ovoide, essa variação tende a ser no mesmo sentido, o que significa que túneis com seção ovoide são mais suscetíveis a problemas, principalmente quando inseridos em maciços de K_0 elevado;
- a leitura das convergências com fita apresentou resultados com precisão adequada ao problema, sendo capaz de identificar variações de décimos de milímetros nas cordas dos túneis;
- os tassômetros utilizados na obra são iguais aos normalmente utilizados para medir recalques durante a execução de túneis. Esses tassômetros, possuindo tubos aflorantes na superfície, são muito suscetíveis a interferências externas durante a escavação. Após determinado período de obra, as interferências nas leituras eram tantas, que ficou impossível diferenciar os deslocamentos que realmente ocorreram das interferências externas. A utilização de tassômetros convencionais para medição de deslocamentos verticais do maciço nesse tipo de problema não é recomendável. Ao se deparar com a necessidade de instrumentar obras desse tipo, deve ser pesquisada uma melhor solução para medição do *heave*;

- a análise numérica desse tipo de problema pelo emprego de um modelo plano, como o utilizado, é segura – posto que fornece valores de deslocamentos superiores aos que efetivamente ocorrerão –, desde que sejam utilizados parâmetros adequados e uma seção representativa;
- ao fornecer valores de referência para o acompanhamento da obra com instrumentação, caso tenha sido utilizado um modelo em estado plano de deformações, é recomendável fornecer os valores devidamente ajustados (reduzidos), por conta de o modelo superestimar deslocamentos (principalmente o *heave*) e convergências, em comparação com o modelo tridimensional;
- utilizando algumas das metodologias de modelagem apresentadas para o estudo de um caso real, foi possível efetuar análise que permitiu o desenvolvimento do projeto e a execução da obra com sucesso, utilizando apenas análises 2D, conforme apresentado em Scodeler, Maffei e Stucchi (2017);
- identificou-se que as regiões dos túneis mais afetadas pelo alívio de tensão provocado por escavações são as paredes e a calota, porque são as regiões com as maiores variações de momentos junto de reduções expressivas do valor da normal atuante;
- o parâmetro mais importante para a variação dos esforços sofridos pelo túnel nesse tipo de análise é o módulo de elasticidade atribuído ao maciço durante a fase de escavação. Caso o efeito da trajetória de tensões seja negligenciado adotando o valor do módulo de elasticidade obtido de ensaios triaxiais convencionais (de carregamento) ou mesmo um valor corresponde a uma deformação elevada, durante a etapa de escavação, provavelmente será concluído que a escavação planejada não é viável, restringindo desnecessariamente a altura de escavação, gerando prejuízos para o empreendedor e para a sociedade, conforme apresentado no item 6.6.4;
- a metodologia de análise apresentada neste trabalho pode ser utilizada para o estudo de outros casos semelhantes, desde que o túnel esteja localizado em região em que predominem trajetórias de descarregamento;

- mesmo ajustando o modelo bidimensional para levar em consideração a presença das estacas durante a escavação, os resultados de convergência obtidos ainda foram bastante superiores aos medidos, o que motivou a elaboração de modelos tridimensionais;
- ao realizar a modelagem 3D com e sem a consideração das estacas, constatou-se que os modelos 2D forneceram resultados extremamente próximos em termos de esforços, resultados bons¹⁶ para as convergências e aceitáveis¹⁷ para o *heave*;
- mesmo considerando a presença das estacas e o efeito tridimensional da escavação, os valores de convergência horizontal dos modelos (C. Hor. Inst.) foram cerca de duas vezes os valores efetivamente comprovados durante a obra (~1,5mm). Isso pode estar relacionado ao fato de o nível de deformação do maciço ser muito pequeno (menor que 0,05%), sendo o comportamento dos solos ainda mais rígido e de difícil medição por meio de ensaios convencionais (ver Figura 74);
- Lo e Ramsay (1991) relatam que os valores do módulo de descarregamento do maciço obtido pelos ensaios triaxiais de descarregamento foram cerca da metade dos valores obtidos pela retroanálise mediante o monitoramento do *heave*. Assim, mesmo que sejam feitos ensaios específicos para determinação do módulo de elasticidade na condição de descarregamento (parâmetro mais importante), normalmente será obtido um valor menor ao que será observado em obra, em decorrência da inevitável perturbação da amostra, e da sensibilidade dessa grandeza, principalmente em pequenos níveis de deformação.
- Para a obtenção do módulo de elasticidade na condição de descarregamento também poderia ser avaliada a possibilidade de utilização de ensaios com pressiômetro, embora exista no país uma carência de equipamentos capazes de fazê-lo.

¹⁶ Erro de aproximadamente 15% em comparação com o modelo plano sem estacas.

¹⁷ Erro de aproximadamente 30% em comparação com o modelo plano sem estacas.

8.1 Sugestões para trabalhos futuros

O assunto estudado nesta dissertação é extremamente abrangente e com relevante variedade de aspectos que podem ser abordados de forma mais detalhada. Como sugestão para trabalhos futuros podem ser apontados os seguintes temas, relacionados à modelagem numérica de escavações acima de túneis já existentes.

- Desenvolvimento de metodologia que permita estimar de forma mais precisa o carregamento ou os esforços atuantes no túnel já executado, possibilitando a obtenção de um estado atual embasado em medições reais.
- Modelagem numérica com elementos finitos utilizando outros modelos reológicos para comparação de resultados, uma vez que os artigos existentes limitam-se à discussão dos deslocamentos.
- Estudo com modelos reduzidos, semelhantes aos apresentados no capítulo 2, porém com instrumentação que permita identificar com precisão como é a variação de esforços no túnel existente.
- No caso de haver durante o projeto de um túnel a previsão de que ocorrerão escavações acima deles após sua execução, poderiam ser instalados extensômetros durante a construção, o que permitiria obter com precisão os esforços atuantes no túnel decorrentes de sua escavação, e posteriormente a variação causada pela escavação, permitindo a realização de novos trabalhos sobre o tema.
- Atualmente, os *softwares* voltados para simulação numérica de túneis não permitem levar em conta a não linearidade física do concreto. Com o aprimoramento desses programas, podem ser realizados trabalhos em que o comportamento do concreto não seja assumido como linear.
- Ainda sobre a influência da não linearidade física do concreto, podem ser desenvolvidos modelos que permitam a representação desse comportamento considerando a capacidade de rotação plástica da NBR6118, Eurocode EC2 e fib MC2010.

- À medida que os modelos se tornam mais sofisticados, a interpretação dos resultados se torna mais difícil, e a possibilidade de erros de modelagem aumenta. Dessa forma, o desenvolvimento de um modelo mais simples, para aferir os resultados de modelos mais complexos seria uma ferramenta importante para a análise desse tipo de problema.
- Por fim, poderia ainda ser estudada detalhadamente a interação entre elementos de fundação e túneis existentes, durante a construção de um edifício acima de um túnel.

REFERÊNCIAS

ABDEL-MEGUID, M.; ROWE, R. K.; LO, K. Y. 3D effects of surface contraction over existing subway tunnels. **The International Journal of Geomechanics**, v. 2, n. 4, p. 447-469, 2002.

BUCALEM, M. L.; BATHE, K. J. **The Mechanics of Solids and Structure – Hierarchical Modeling and the Finite Element Solution**. Berlin: Springer, 2011. 591 p.

CECÍLIO JR., M. O. **Estudo do comportamento de um túnel em solo residual de gnaiss por meio de ensaios triaxiais com controle de trajetórias de tensões**. 2009. 204 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009.

CHEN, R.; et al. Investigation of response of metro tunnels due to adjacent large excavation and protective measures in soft soils. **Tunneling and Underground Space Technology**, v.58, p. 224-235, 2016.

COSTA NUNES, A. J. DA; DRINGEMBERG, G. E. Double anchored tieback to avoid deformation. Em: **X ICSMFE**, Stockholm, 1981.

DAVIS, R. O.; SELVADURAI, A. P. **Plasticity and geomechanics**. New York: Cambridge University Press, 2002. 556 p.

CARREIRA, W. **Análise dos deslocamentos no maciço, em túnel executado pelo método NATM**. 2014. 131 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2014.

Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica. **PEF-2304 – Estruturas de Concreto II (Notas de Aula)**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Disponível em: <http://www.lem.ep.usp.br/pef2304/default.htm>.

DOLEŽALOVÁ, M. Tunnel complex unloaded by a deep excavation. **Computers and Geotechnics**, v.28, n.6-7, p. 469-493, 2001.

DUDDECK, H.; ERDMANN, J. Structural design models for tunnels. In: **Proceedings Tunneling 82**, London: p. 83-91, 1982.

FHWA (Federal Highway Administration). FHWA-NHI-09-010. **Technical manual for design and construction of road tunnels – civil elements**. Washinton, D. C. 2009. 694 p.

FRANÇA, P. T. **Estudo do comportamento de túneis**: análise numérica tridimensional com modelos elasto-plásticos. 2006. 185 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

HU, Z F; et al. Design and construction of a deep excavation in soft soils adjacent to the Shanghai Metro tunnels. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 40, n. 5, p. 933-948, 2003.

ISHITANI, H. **Análise não linear do revestimento definitivo de túneis de concreto**. 1990. 85 p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1990.

KARKI, R; **Effects of deep excavations on circular tunnels in fine-grained soils**. 2006. 106 p. Dissertação (Mestrado) – University of Saskatchewan, Canada, 2006.

KOLYMBAS, D. **Tunneling and tunnel mechanics**: a rational approach to tunneling. Berlim: Springer, 2005. 437 p.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1969. 556 p.

LO, K. Y.; RAMSAY, J. A. The effect of construction on existing subway tunnels - a case study from Toronto. **Tunneling and Underground Space Technology**, v.6, n.3, p. 287-297, 1990.

LIU, H.; LI, P.; LIU, J. Numerical investigation of underlying tunnel heave during a new tunnel construction. **Tunneling and Underground Space Technology**, v.26, n.2, p. 276-283, 2011.

MACHADO, G. M. **Análise por elementos finitos de maciços escavados por túneis**. 2011. 102 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

MAFFEI, C. E. M. **Cálculo de Túneis em Solo**: DS.9.00.00.00/6G9-001 (METRO). 1995. 223 p.

MAFFEI, C. E. M. Análise dos modelos para cálculo de suportes e revestimentos. Em: SIMPÓSIO SOBRE ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS, Rio de Janeiro, 1982. **Anais**. Rio de Janeiro: ABGE, 1982. v.1, p.157-184.

MATSUOKA, H.; NAKAI, T. Stress-deformation and strength characteristics of soil under three different principal stresses. **Proc. of JSCE**. v. 232, p. 59-70, 1974.

MEDEIROS, L. V.; EISENSTEIN, Z. A deep retaining structure in till and sand. Part 1: Stress path effects. **Canadian Geotechnical Journal**, v.20, n.1, p. 120-130, 1983.

METRO (Companhia do Metropolitano de São Paulo). **Memorial Justificativo dos Parâmetros Geotécnicos**. Linha 4 – Amarela. RT-4.08.00.00/4C3-002. 1994. 38 p.

MONTEIRO, M.D.; GURGUEIRA, M.D.; ROCHA, H.C.; **Geologia da região metropolitana de São Paulo**. Em: Twin Cities – Solos das Regiões Metropolitanas de São Paulo e Curitiba; ISSMGE/ABMS, 2012, p. 17-46.

MURAKAMI, C. A. **Noções básicas para o acompanhamento técnico de obras de túneis**. 2001. 98 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001.

NADER, J. J. **Breve curso de modelos elastoplásticos**. São Paulo. p. 120. 2015. 388 p.

NAJAR JIMÉNEZ, A. G. **Análises tensão-deformação de estruturas de solo grampeado**. 2008. 120 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

NEGRO JR, A.; SOZIO, L.E.; FERREIRA, A.A.; **Túneis**. Em: Solos da Cidade de São Paulo; ABMS/ABEF, 1992, p. 297-328

NG, C. W. W.; SHI, J.; YI, H. Three-dimensional centrifuge modelling of basement excavation effects on an existing tunnel in dry sand. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 50, n. 8, p. 874-888, 2013.

NG, C. W. W.; et al. Ability of there different soil constitutive models to predict a tunnel's response to basement excavation. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 52, n. 11, p. 1685-1698, 2015.

PARREIRA, A. B. (1991). **Análise de túneis rasos em solo – o túnel mineiro paraíso da linha paulista do metropolitano da cidade de São Paulo**. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil da PUC-Rio, Vol.1 e Vol.2, 298p.

PIMENTA, P. M. **Fundamentos da Mecânica dos Sólidos e das Estruturas**. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. 2006. 388 p.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. São Paulo: Oficina de Textos, 2009. 367 p.

PRADO, F. S.; WAIMBERG, M. A modelagem numérica da interação solo-estrutura. **Revista Concreto & Construções**, n.84, p. 83-88, 2016. Disponível em: http://ibracon.org.br/Site_revista/Concreto_Construcoes/ebook/edicao84/files/assets/basic-html/page83.html.

PROCTOR, R. V.; WHITE, T. L. **Earth tunneling with steel supports**. Youngstown: Commercial Shearing, 1977. 247 p.

SCODELER, B. M. G.; MAFFEI, C. E. M.; STUCCHI, F. R. Implantação de um edifício acima de um túnel em solo já existente. Em: CONGRESSO BRASILEIRO DE TÚNEIS E ESTRUTURAS SUBTERRÂNEAS, 4, São Paulo, 2017. **Anais**. São Paulo: ABEF/ABMS, 2017. Disponível em: <http://www.neopixdmi.com.br/@mci/4cbt/>.

SHARMA, J. S.; et al. Effect of large excavation on deformation of adjacent MRT tunnels. **Tunneling and Underground Space Technology**, v.16, n.2, p. 93-98, 2001.

SHI, J.; NG, C.W.W.; CHEN, Y. Three-dimensional numerical parametric study of the influence of basement excavation on existing tunnel. **Computers and Geotechnics**, v.63, p. 146-158, 2015.

SHI, J.; NG, C.W.W.; CHEN, Y. A simplified method to estimate three-dimensional tunnel responses to basement excavation. **Tunnelling and Underground Space Technology**, v.62, p. 53-63, 2017.

SLOAN, S. W.; BOOKER, J. R. Removal of singularities in Tresca and Mohr-Coulomb yield functions. **Communications in applied numerical methods**. v.2, p. 173-179, 1986.

SZÉCHY, K. Analysis of loads on tunnels and underground structures. In: The art of tunneling. Budapest: Akadémiai Kiadó, 1966. p.133-263.

ZHENG, G.; WEI. S. Numerical analyses of influence of overlying pit excavation on existing tunnels. **Journal of Central South University of Technology**, v.15, n.2, p. 69-75, 2008.