

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

**ESTUDO DAS DEFORMAÇÕES DESENVOLVIDAS EM SOLOS
MOLES DURANTE A CONSTRUÇÃO DE TÚNEIS COM
MAQUINÁRIOS TIPO TBM-EPB**

EDWIN SANTOS COLQUE

ORIENTADOR: JUAN FÉLIX RODRÍGUEZ REBOLLEDO

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.DM - XYZ/2022

BRASÍLIA / DF: NOVEMBRO/2022

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

ESTUDO DAS DEFORMAÇÕES DESENVOLVIDAS EM SOLOS
MOLES DURANTE A CONSTRUÇÃO DE TÚNEIS COM
MAQUINÁRIOS TIPO TBM-EPB

EDWIN SANTOS COLQUE

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

APROVADA POR:

JUAN FÉLIX RODRÍGUEZ REBOLLEDO, Dr. (UnB)
(ORIENTADOR)

MARCIO MUNIZ DE FARIAS, Ph.D. (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)

GABRIEL AUVINET GUICHARD, Dr. (UNAM)
(EXAMINADOR EXTERNO)

DATA: BRASÍLIA/DF, 25 DE NOVEMBRO DE 2022.

FICHA CATALOGRÁFICA

COLQUE, EDWIN SANTOS

Estudo das Deformações Desenvolvidas em Solos Moles Durante a Construção de Túneis com Maquinários Tipo TBM-EPB [Distrito Federal] 2022

xix, 94 p., 210 mm x 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2022)

Dissertação de Mestrado (Mestrado em Geotecnia) - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Solo mole

2. Fluência

3. Convergências

4. TBM-EPB

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

COLQUE, E. S. (2022). Estudo das Deformações Desenvolvidas em Solos Moles Durante a Construção de Túneis com Maquinários Tipo TBM-EPB. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM XYZ/2022, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 94 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Edwin Santos Colque

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Estudo das Deformações Desenvolvidas em Solos Moles Durante a Construção de Túneis com Maquinários Tipo TBM-EPB.

GRAU/ANO: Mestre/2022

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

Edwin Santos Colque

Universidade de Brasília, Secretaria da Coordenação de Pós-Graduação em Geotecnia, Campus Darcy Ribeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Prédio SG-12, Universidade de Brasília. CEP 70910-900 - Brasília, DF – Brasil

E-mail: santosedwin07@gmail.com

DEDICATÓRIA

A Deus, ao meu pai Teodoro e à minha mãe Martina (in memoriam).

AGRADECIMENTOS

A Deus, por sempre guiar meus passos e me acompanhar nos momentos mais difíceis da minha vida.

Ao meu orientador, Professor Juan Felix Rodriguez, que sempre me aconselhou e me guiou com competência e paciência para o desenvolvimento desta pesquisa, pelas revisões e valiosas sugestões e motivações dadas.

A todos os professores do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UnB, pela formação recebida durante estes anos no mestrado.

A todos os meus amigos do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, muito obrigado pelas conversas, pelos conselhos e o apoio incondicional ao longo deste tempo.

A toda minha família, maior fonte de incentivo, em especial à minha esposa Maria Luísa e aos meus filhos Gabriela e Joseph.

À Universidade de Brasília (UnB) e ao programa de Pós-Graduação em Geotecnia pelo acolhimento e de ter virado a minha segunda casa ao longo destes anos.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pela bolsa e o apoio financeiro, sem o qual esta pesquisa não seria possível.

RESUMO

As obras subterrâneas são cada vez mais importantes para a sociedade devido ao crescimento permanente das áreas urbanas, tanto em população quanto em área geográfica. Como consequência, nos últimos anos, foi construído um dos maiores túneis urbanos do mundo em solos lacustres na Cidade do México, chamado *Túnel Emisor Oriente* (TEO). As difíceis condições dos solos lacustres exigiram o uso de tecnologia de ponta para a escavação de grandes túneis, como o uso da tuneladora tipo TBM-EPB. No entanto, em alguns trechos do suporte do túnel, durante sua escavação, foram determinadas algumas convergências relativamente altas tanto verticais quanto horizontais de até 17 e 14 cm, respectivamente. Nesse contexto, como parte de um projeto de colaboração entre a Universidade de Brasília (UnB) e o Instituto de Engenharia da Universidade Nacional Autônoma do México (UNAM), foi realizada uma pesquisa com o objetivo geral de desenvolver um estudo de análise paramétrica tridimensional para entender quais são as variáveis que têm maior influência nas convergências e nos deslocamentos superficiais quando um túnel é construído através das argilas lacustres da Cidade do México com TBM-EPB. Os parâmetros de resistência e deformação da argila lacustre obtidos nos ensaios triaxiais CU e CD foram validados e ajustados através do módulo *SoiltTest* do Plaxis, utilizando os modelos constitutivos *Soft Soil* e *Soft Soil Creep*, este último considerando a velocidade de aplicação da carga. Para a análise paramétrica, foi utilizado o método dos elementos finitos (MEF, *software* Plaxis 3D). A partir das análises paramétricas em condições não drenadas, foi possível determinar que as convergências do sistema de suporte são influenciadas pela magnitude da pressão da frente de escavação, da pressão de injeção e, principalmente, pela rigidez do sistema de suporte e pela magnitude do rebaixamento das condições hidrostáticas. Mediante as análises em condições drenadas, foi possível determinar que as convergências do sistema de suporte são influenciadas, principalmente, pela magnitude do rebaixamento das condições hidrostáticas e pelo tempo de construção (*creep*), determinando assim as convergências máximas medidas no TEO para um rebaixamento de 70%, usando o modelo *Soft Soil*, e de 40%, usando o modelo *Soft Soil Creep*.

Palavras-chave: Solo mole; Fluência; Convergências; Análise paramétrica; TBM-EPB; Plaxis 3D.

ABSTRACT

With the growth of urban areas in terms of population and geography, underground structures are increasingly relevant to society. Recently, one of the largest urban tunnels in the world has been built in lacustrine soils, the *Túnel Emisor Oriente* (TEO), located in Mexico City. The difficult conditions on that soil required cutting-edge technology for excavating large tunnels, such as using the EPB-TBM technique. However, when measuring convergences in the support system during excavation, in some sections of the tunnel, relatively large values of vertical and horizontal convergences were measured, up to 17 and 14 cm, respectively. Within this context, as part of a collaboration project between the University of Brasilia (UnB) and the Institute for Engineering of the National Autonomous University of Mexico (UNAM), the present research aims to develop a three-dimensional parametric analysis to study the variables that influence the support system convergences and surface displacements when the tunnel is constructed with EPB-TBM technology in the lacustrine clays of Mexico City. The strength and deformation parameters of the lacustrine clay obtained from the CU and CD triaxial tests were validated and adjusted through the SoilTest module of the Plaxis software, using the Soft Soil and Soft Soil Creep constitutive models, the latter considering the speed of load application. The finite element method (FEM, Plaxis 3D software) was used for the parametric analysis. From the analyses under undrained conditions, it was possible to determine that the convergences of the support system are influenced mainly by the face pressure, grout pressure and, mainly, the stiffness of the support system and the magnitude of the pore pressure drawdown. Considering drained conditions, it was determined that the convergences of the support system are influenced mainly by the magnitude of the pore pressure drawdown and the considered construction time (creep), thus the maximum convergences measured in TEO were determined for pore pressure drawdown conditions of 70%, using the Soft Soil model, and of 40%, using the Soft Soil Creep model.

Keywords: Soft soil; Creep; Convergences; Parametric analysis; TBM-EPB; Plaxis 3D.

RESUMEN

Las obras subterráneas son cada vez más importantes para la sociedad debido al crecimiento permanente de las áreas urbanas, tanto en población como en área geográfica. Como consecuencia, en los últimos años, fue construido uno de los túneles urbanos más grandes del mundo en los suelos lacustres en la Ciudad de México, denominado Túnel Emisor Oriente (TEO). Las difíciles condiciones de los suelos lacustres demandaron el uso de tecnología de punta para la excavación de grandes túneles como el empleo de tuneladora tipo TBM-EPB. Sin embargo, en las mediciones de las convergencias, en algunos tramos del revestimiento durante su excavación, fueron medidas algunas convergencias relativamente altas tanto verticales como horizontales, de hasta 17 y 14 cm respectivamente. En este contexto, como parte de un proyecto de colaboración entre la Universidad de Brasilia (UnB) y el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), fue realizada una investigación que tiene por objetivo general, efectuar un análisis paramétrico tridimensional que permita ayudar a entender cuáles son las variables que tienen mayor influencia en las convergencias del revestimiento y en los asentamientos superficiales cuando un túnel es construido a través de las arcillas lacustres de la Ciudad de México con TBM-EPB. Los parámetros de resistencia y deformación de la arcilla lacustre obtenidas de los ensayos triaxiales CU y CD fueron validados y ajustados a través del módulo *SoiltTest* de Plaxis usando los modelos constitutivos *Soft Soil* y *Soft Soil Creep*, este último considerando la velocidad de aplicación de la carga. Para el análisis paramétrico fue utilizado el método de elementos finitos (MEF, *software* Plaxis 3D). De los análisis paramétricos en condiciones no drenadas, fue posible determinar que las convergencias del revestimiento son influenciadas por la presión del frente de excavación, presión de inyección, y principalmente, por la rigidez del revestimiento y la magnitud del abatimiento de las condiciones hidrostáticas. De los análisis en condiciones drenadas, fue posible determinar que las convergencias son influenciadas principalmente por el abatimiento de las condiciones hidrostáticas y el tiempo de excavación (*creep*), determinando así las convergencias máximas medidas en el TEO para un abatimiento del 70%, usando el modelo *Soft Soil* y del 40%, usando el modelo *Soft Soil Creep*.

Palabras clave: Suelo blando; Fluencia; Convergencias; Análisis paramétrico; TBM-EPB, Plaxis 3D.

SUMARIO

1.	INTRODUÇÃO	1
1.1.	MOTIVAÇÃO.....	2
1.2.	OBJETIVO GERAL.....	3
1.3.	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	3
1.4.	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	3
2.	REVISÃO DA LITERATURA.....	5
2.1.	SOLOS MOLES	5
2.2.	TUNELADORA EPB.....	7
2.2.1.	Princípio de funcionamento	7
2.2.2.	Campos de aplicação	9
2.3.	COMPORTAMENTO DO MACIÇO DURANTE A ESCAVAÇÃO.....	10
2.3.1.	Deslocamento superficial transversal.....	12
2.3.2.	Deslocamento superficial longitudinal.....	14
2.3.3.	Estabilidade da frente de escavação	18
2.4.	COMPORTAMENTO EM LONGO PRAZO.....	22
2.5.	MODELAGEM NUMÉRICA APLICADA A TÚNEIS.....	25
2.5.1.	Método de elementos finitos com o Plaxis 3D.....	25
2.5.2.	Tipos de análise mediante o MEF para solos saturados.....	28
2.5.3.	Casos de análises numéricas de escavação mecanizada.....	29
2.6.	MODELOS CONSTITUTIVOS	32
2.6.1.	Modelo Mohr-Coulomb (MC)	32
2.6.2.	Modelo <i>Soft Soil</i> (SS).....	33
2.6.3.	Modelo <i>Soft Soil Creep</i> (SSC)	35
3.	MATERIAIS E MÉTODOS	39
3.1.	ESTUDO DE CASO	39
3.1.1.	Localização.....	39
3.1.2.	Propriedades e geometria do túnel	41
3.1.3.	Aspectos geológicos.....	42

3.1.4.	Aspectos geotécnicos	43
3.1.5.	Condições iniciais	46
3.1.6.	Deslocamentos medidos durante a escavação	47
3.2.	MODELAGEM NUMÉRICA	49
3.2.1.	Definição da estratigrafia do modelo	49
3.2.2.	Modelos constitutivos usados na modelagem	49
3.2.2.1.	<i>Validação e ajuste de parâmetros para o SS</i>	50
3.2.2.2.	<i>Validação e ajuste de parâmetros para o SSC</i>	53
3.2.3.	Propriedades geotécnicas do modelo	56
3.2.4.	Propriedades da tuneladora	57
3.2.5.	Dimensões e condições de contorno do modelo	58
3.2.6.	Simulação da TBM-EPB	61
3.2.7.	Etapas de análise	64
3.2.8.	Seções de medição	65
4.	RESULTADOS	68
4.1.	TENSÕES INICIAIS	68
4.2.	TENSÕES APÓS A ESCAVAÇÃO	69
4.2.1.	Tensões verticais e horizontais	69
4.2.2.	Excesso de poropressão	71
4.3.	DESLOCAMENTOS E CONVERGÊNCIAS	71
4.4.	ANÁLISE PARAMÉTRICA	74
4.4.1.	Condições não drenadas	74
4.4.1.1.	<i>Influência da velocidade do avanço</i>	74
4.4.1.2.	<i>Influência da pressão de suporte de frente</i>	76
4.4.1.3.	<i>Influência da pressão da injeção</i>	77
4.4.1.4.	<i>Influência do índice de recompressão κ^*</i>	79
4.4.1.5.	<i>Influência da rigidez a flexão do suporte</i>	80
4.4.1.6.	<i>Influência do rebaixamento da condição hidrostática</i>	81
4.4.2.	Condições drenadas	82

4.4.2.1.	<i>Influência da velocidade de avanço</i>	83
4.4.2.2.	<i>Influência do rebaixamento da condição hidrostática</i>	84
5.	CONCLUSÕES E SUGESTÕES	88
5.1.	CONCLUSÕES	88
5.2.	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	89
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	90

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Perfil estratigráfico da zona lacustre da Cidade do México (Rodriguez, 2010).	6
Figura 2.2 Princípio operacional de uma TBM-EPB (adaptado de Herrenknecht AG@, 2021)	7
Figura 2.3 Esquema típico de uma TBM-EPB e seus componentes (adaptado de Herrenknecht AG@, 2021).	8
Figura 2.4 Injeção de graute para preenchimento do espaço anelar (Aguilar, 2017).	9
Figura 2.5 Aplicabilidade da tuneladora EPB (Maidl <i>et al.</i> , 2012).	10
Figura 2.6 Representação 3D dos deslocamentos pela escavação de um túnel (Attewell, 1995, after Yeates, 1985)	11
Figura 2.7 Componentes de movimentos associados à escavação de túneis com escudo (Mair e Taylor, 1997).	12
Figura 2.8 Definição do perfil de deslocamento da forma gaussiana (Sugiyama <i>et al.</i> , 1999)	12
Figura 2.9 Recalques superficiais após a passagem da TBM (Kavvadas <i>et al.</i> , 2017).	14
Figura 2.10 Evolução do recalque da superfície como o avanço da escavação (Kavvadas <i>et al.</i> , 2017).	14
Figura 2.11 Ilustração dos deslocamentos com relação ao avanço da escavação (Sugiyama <i>et al.</i> , 1999).	15
Figura 2.12 Deslocamento longitudinal na superfície, no topo e na base do túnel (Kavvadas <i>et al.</i> , 2017).	16
Figura 2.13 Recalque superficial longitudinal para diferentes pressões de injeção (Kavvadas <i>et al.</i> , 2017).	16
Figura 2.14 Recalque superficial transversal para diferentes pressões de injeção (Kavvadas <i>et al.</i> , 2017).	17
Figura 2.15 Deslocamento longitudinal da superfície (Ling <i>et al.</i> , 2022).	17
Figura 2.16 Fatores considerados nos deslocamentos gerados na superfície (Zaldivar, 2013)	18
Figura 2.17 Parâmetros de estabilidade em solos argilosos (Mair e Taylor, 1997).	19
Figura 2.18 Posição dos sensores de controle de pressão (Guglielmetti <i>et al.</i> , 2008).	22
Figura 2.19 Ensaios de fluência realizados com baixos níveis de tensão: (a) relação tensão – deformação; (b) trajetória de tensão; (c) trajetória de deformação (Augustesen <i>et al.</i> , 2004).	23

Figura 2.20 Definição das etapas da fluência considerando um ensaio de fluência em tensão constante (a) relação deformação – tempo e (b) log (taxa de deformação) – log(tempo) (Augustesen <i>et al.</i> , 2004).....	23
Figura 2.21 Deslocamento máximo superficial vs tempo (Jallow <i>et al.</i> , 2019).	24
Figura 2.22 Deslocamento máximo superficial vs tempo (Jallow <i>et al.</i> , 2019).	24
Figura 2.23 Elementos de solo 3D, tetraedros de 10 nós. (Bentley, 2021).....	26
Figura 2.24 Condições de contorno (Bentley, 2021).	26
Figura 2.25 Dimensões do modelo 3D e condições de contorno (Schiena <i>et al.</i> , 2019).....	27
Figura 2.26 Modelo elasto-plástico perfeito (Bentley, 2021).	32
Figura 2.27 Superfície de plastificação ($c = 0$) (Bentley, 2021).	32
Figura 2.28 Superfície de plastificação no espaço 2D (Bentley, 2021).	34
Figura 2.29 Relação logarítmica entre a deformação volumétrica e a tensão média (Neher <i>et al.</i> , 2000).....	36
Figura 2.30 Ensaios triaxiais com diferentes velocidades de deformação (Vermeer e Neher, 1999).....	37
Figura 2.31 Influência da velocidade de deformação na trajetória de tensões (Vermeer e Neher, 1999).....	38
Figura 2.32 Influência da velocidade de deformação na tensão desviadora (Zhen e Karstunen, 2011).....	38
Figura 3.1 Localização do Túnel Emisor Oriente (Modificado de CONAGUA, 2018).	39
Figura 3.2 Traçado do Túnel Emisor Oriente (COMISSA, 2011).	40
Figura 3.3 Tuneladora tipo TBM-EPB do Túnel Emisor Oriente (Breuning, 2012).	41
Figura 3.4 Características geométricas do túnel (Modificado de Aguilar <i>et al.</i> , 2012).	41
Figura 3.5 Seção geológica do Túnel Emisor Oriente (Mooser, 2010).....	43
Figura 3.6 Modelo geotécnico do trecho L-0 a L-1A (COMISSA, 2011).	44
Figura 3.7 Perfis de teor de umidade do solo (COMISSA, 2011).	44
Figura 3.8 Variação do coeficiente de compressão com o teor de umidade (Rodriguez <i>et al.</i> , 2012).....	45
Figura 3.9 Variação do coeficiente de recompressão com o teor de umidade (Rodriguez <i>et al.</i> , 2012).....	45

Figura 3.10 Perfis de poropressão para pontos piezométricos (COMISSA, 2011).....	46
Figura 3.11 Estado inicial de tensões efetivas (Rodriguez <i>et al.</i> , 2012).	47
Figura 3.12 Convergências verticais durante a construção do TEO (COMISSA, 2011).....	47
Figura 3.13 Convergências horizontais durante a construção do TEO (COMISSA, 2011)....	48
Figura 3.14 Convergências durante a construção do TEO (Hernández, 2013).....	48
Figura 3.15 Estratigrafia considerada para as análises numéricas.	49
Figura 3.16 Trajetórias de tensões obtidas dos ensaios triaxiais Tipo CU (a partir de Alberro & Hiriart, 1973).....	51
Figura 3.17 Comparação das trajetórias de tensões usando o modelo SS.....	51
Figura 3.18 Tensão e excesso de poropressão vs deformação axial, $\varepsilon_1 = 94 \%/h$	52
Figura 3.19 Tensão e excesso de poropressão vs deformação axial, $\varepsilon_2 = 1,88 \%/h$	52
Figura 3.20 Tensão e excesso de poropressão vs deformação axial, $\varepsilon_3 = 0,045 \%/h$	52
Figura 3.21 Trajetória de tensões obtida no <i>SoilTest</i> do Plaxis usando o modelo SSC.....	53
Figura 3.22 Tensão e excesso de poropressão vs deformação axial, $\varepsilon_1 = 94 \%/h$	54
Figura 3.23 Tensão e excesso de poropressão vs deformação axial, $\varepsilon_2 = 1,88 \%/h$	54
Figura 3.24 Tensão e excesso de poropressão vs deformação axial, $\varepsilon_3 = 0,045 \%/h$	54
Figura 3.25 Tensão e excesso de poropressão vs deformação axial, $\sigma'_3 = 25 \text{ kPa}$	55
Figura 3.26 Tensão e excesso de poropressão vs deformação axial, $\sigma'_3 = 50 \text{ kPa}$	55
Figura 3.27 Tensão e excesso de poropressão vs deformação axial, $\sigma'_3 = 100 \text{ kPa}$	55
Figura 3.28 Tensão desviadora vs deformação axial, $\varepsilon = 1,10\%/h$	56
Figura 3.29 Pressões de operação da tuneladora EPB.	58
Figura 3.30 Pressões de operação aplicados no modelo MEF.	58
Figura 3.31 Malha de elementos finitos utilizada na modelagem numérica.....	59
Figura 3.32 Convergências para diferentes larguras do modelo.	59
Figura 3.33 Convergências para diferentes comprimentos do modelo.	59
Figura 3.34 Definição da zona de refinamento da malha.....	60
Figura 3.35 Convergências para diferentes níveis de refinamento.	60
Figura 3.36 Condições de contorno do modelo de elementos finitos.	61
Figura 3.37 Definição do raio interno e espessura do sistema de suporte.	61

Figura 3.38 Definição de propriedades do túnel e pressão de injeção do graute.	62
Figura 3.39 Definição de pressão de suporte na frente de corte.	62
Figura 3.40 Definição da trajetória de avanço da TBM.	63
Figura 3.41 Definição da sequência e ativação das propriedades do túnel e forças da TBM. .	63
Figura 3.42 Etapas da simulação do avanço da escavação da TBM.	66
Figura 3.43 Sequência de avanço da escavação e seções de medição.	67
Figura 4.1 Tensões <i>in situ</i> – tensão total vertical, σ_{zz}	68
Figura 4.2 Tensões <i>in situ</i> – tensão total horizontal, σ_{yy}	69
Figura 4.3 Poropressão inicial.	69
Figura 4.4 Tensões totais verticais no topo e na base do túnel.	70
Figura 4.5 Tensões totais horizontais no topo e na base do túnel.	70
Figura 4.6 Tensão cisalhante relativa, τ_{rel}	71
Figura 4.7 Excesso de poropressão no topo e na base do túnel.	71
Figura 4.8 Deslocamentos verticais no topo e na base do túnel.	72
Figura 4.9 Convergências verticais do túnel.	72
Figura 4.10 Convergências do sistema de suporte primário.	73
Figura 4.11 Deformações no sistema de suporte: a) vista 3D; b) vertical; c) horizontal.	73
Figura 4.12 Influência da velocidade do avanço em condições não drenadas.	75
Figura 4.13 Adensamento a velocidade média de operação com SS e SSC.	75
Figura 4.14 Convergência vertical para diferentes pressões de suporte de frente.	76
Figura 4.15 Recalque para diferentes pressões de suporte de frente.	76
Figura 4.16 Tensão cisalhante relativa para diferentes pressões de suporte.	77
Figura 4.17 Mecanismo de ruptura da frente de escavação.	77
Figura 4.18 Convergência vertical para diferentes pressões da injeção.	78
Figura 4.19 Recalque para diferentes pressões da injeção.	78
Figura 4.20 Tensão cisalhante relativa para diferentes pressões da injeção.	79
Figura 4.21 Influência do índice de recompressão do solo κ^*	79
Figura 4.22 Influência da rigidez a flexão do sistema de suporte.	80
Figura 4.23 Condições iniciais de poropressão considerando o rebaixamento da hidrostática.	

Figura 4.24 Influência do rebaixamento da condição hidrostática.....	82
Figura 4.25 Influência do rebaixamento da condição hidrostática.....	82
Figura 4.26 Excesso de poropressão ao redor do túnel.	83
Figura 4.27 Influência da velocidade do avanço na convergência vertical.....	84
Figura 4.28 Influência da velocidade do avanço na convergência horizontal.	84
Figura 4.29 Influência do rebaixamento na convergência vertical.	85
Figura 4.30 Influência do rebaixamento na convergência vertical e horizontal.	85
Figura 4.31 Influência do rebaixamento no recalque superficial.	86
Figura 4.32 Influência do rebaixamento na convergência vertical.	86
Figura 4.33 Influência do rebaixamento na convergência vertical e horizontal.	87
Figura 4.34 Influência do rebaixamento no recalque superficial máximo.	87

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 Exemplos da pressão de suporte na frente com EPB (Kanayasu <i>et al.</i> , 1994).	20
Tabela 2.2 Resumo dos tipos de análises (Rodriguez, 2010).	28
Tabela 2.3 Etapas de análise numérica (Rodriguez <i>et al.</i> , 2012).	29
Tabela 2.4 Casos de análises numéricas de escavação mecanizada.	30
Tabela 2.5 Parâmetros do modelo SS (Bentley, 2021)	34
Tabela 2.6 Parâmetros do modelo SSC (Bentley, 2021).	36
Tabela 2.7 Propriedades do material (Vermeer e Neher, 1999).	37
Tabela 3.1 Propriedades consideradas para o sistema de suporte (Rodriguez <i>et al.</i> , 2012).	42
Tabela 3.2 Propriedades de compressibilidade e resistência (Rodriguez <i>et al.</i> , 2012)	45
Tabela 3.3 Resumo dos dados calibrados para o modelo SS	51
Tabela 3.4 Resumo dos parâmetros calibrados para o modelo SSC.	53
Tabela 3.5 Propriedades de compressibilidade e resistência das camadas.	57
Tabela 3.6 Propriedades do suporte primário e escudo.	57
Tabela 3.7 Sequência de ativação das propriedades do túnel e forças de operação da TBM ..	64
Tabela 3.8 Etapas da análise numérica.	64
Tabela 4.1 Pressões de suporte aplicados na frente de escavação	76
Tabela 4.2 Pressões de injeção e incremento de pressão da injeção	78
Tabela 4.3 Módulos de Young com diferentes fatores de redução de rigidez.	80

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIACÕES

α – Fator de redução de rigidez a flexão do suporte

$\dot{\epsilon}$ – Velocidade de deformação

K_0 – Coeficiente de empuxo em repouso

K_0^{nc} – Coeficiente de empuxo em repouso para estado normalmente adensado

K_a – Coeficiente de empuxo ativo

ϕ – Ângulo de atrito

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ – Tensões principais

σ_v – Tensão total vertical

σ'_v – Tensão efetiva vertical

E' – Módulo de Young efetiva

γ – Peso específico do solo

c' – Coesão efetiva

e_o – Relação de vazios inicial

κ – Índice de recompressão

λ – Índice de compressão

μ – Índice de fluência

κ^* – Índice de recompressão modificado

λ^* – Índice de compressão modificado

μ^* – Índice de fluência modificado

k_x, k_y, k_z – Coeficiente de permeabilidade

ψ – Ângulo de dilatância

MC – Mohr Coulomb

N_{SPT} – Numero de golpes (SPT)

OCR – Razão de adensamento

p' – Tensão efetiva isotrópica

p – Tensão total isotrópica

q – Tensão desviadora

P_f – Pressão de suporte da frente

P_{inj} – Pressão da injeção do graute

q_c – Resistência por ponta (CPT)

S_u – Resistência ao cisalhamento não-drenada

SS – Soft Soil

SSC – Soft Soil Creep

TEO – Túnel Emissor Oriente

τ_{rel} – Tensão cisalhante relativa

u – Poropressão

w – Teor de umidade

1. INTRODUÇÃO

Com o crescimento permanente das áreas urbanas, tanto em população quanto em área geográfica, existe uma necessidade crescente de implantação de novas infraestruturas, como aquelas relacionadas ao desenvolvimento de transporte público e do sistema de drenagem, elementos fundamentais que, em áreas urbanas, cada vez mais populosas, só podem ser executados subterraneamente devido à falta de espaço físico à superfície.

Um dos métodos mais utilizados para a construção de túneis em solos moles é por meio de uma tuneladora TBM (*Tunnel Boring Machine*) tipo EPB (*Earth Pressure Balance*), que consiste na aplicação de pressão de suporte da frente de escavação com o próprio material escavado (Chapman *et al.*, 2018). Essa técnica de construção permite escavações em uma variedade de ambientes geológicos, incluindo as difíceis condições, como as elevadas poropressões, solos muito moles ou pouca cobertura do túnel.

A escavação de um túnel introduz uma alteração no estado inicial de tensões do solo. Essa alteração leva à geração de movimentos em zonas relativamente próximas à escavação, a fim de estabelecer um novo equilíbrio de tensões, razão pela qual o projeto e construção de um túnel requer um conhecimento exaustivo do comportamento do solo. Para a avaliação desses movimentos é necessário conhecer as propriedades geotécnicas do terreno, as condições de contorno, os parâmetros de escavação e o procedimento construtivo do túnel.

Os modelos tridimensionais baseados na simulação numérica têm sido empregados para a análise da interação de estruturas subterrâneas. Esses modelos permitem considerar: o caráter 3D do problema, as diferentes estruturas envolvidas e suas propriedades, os modelos constitutivos representativos dos solos, as etapas de construção e de serviço, o estado inicial de tensões, entre outros. A simulação numérica da TBM-EPB deve representar o melhor possível o procedimento construtivo: a pressão aplicada na frente de corte, a conicidade do escudo, a força de avanço aplicada nos cilindros de empuxo e a pressão da injeção do graute (Auvinet *et al.*, 2017).

1.1. MOTIVAÇÃO

Na Cidade do México, nos últimos anos, foi construída uma obra subterrânea que passa pela zona lacustre chamada de *Túnel Emisor Oriente* (TEO), com um comprimento total de 62 km e com diâmetro interno de 7 m. As difíceis condições dos solos lacustres, ou seja, argilas altamente plásticas, de origem vulcânica, saturadas, com teores de umidade de até 400%, alta compressibilidade e condições piezométricas rebaixadas, exigiram o uso de tecnologia de ponta para a escavação de grandes túneis, como a utilização da tuneladora tipo TBM-EPB, que permite minimizar a alteração do estado de tensões ao redor do túnel e os deslocamentos resultantes.

Os principais desafios da engenharia que foram apresentados nessa obra subterrânea, dada as condições geotécnicas encontradas, são: os efeitos da subsidência regional, a compressibilidade das argilas muito moles, e as elevadas poropressões que se registram em algumas formações geológicas (Aguilar *et al.*, 2012).

Durante a escavação do túnel, em alguns trechos, foram medidas algumas convergências relativamente altas no sistema de suporte primário com valores de até 17 e 14 cm, na vertical e horizontal, respectivamente (COMISSA, 2011), e na superfície foram registrados recalques máximos de até 40 cm (Hernández, 2013). A magnitude dessas convergências pode depender de vários fatores, como: pressões de operação da tuneladora, do rebaixamento da condição hidrostática e das deformações plásticas do solo mole. Existem algumas teorias, mas não se sabe exatamente quais são causas que geram as deformações extremas no suporte do túnel e na superfície do terreno. Porém, vários podem ser os fatores que influenciam no comportamento deste tipo de escavação e construção de tuneis, e eles podem estar associados tanto às condições do subsolo, quanto ao processo de escavação e as propriedades e dimensões dos elementos estruturais.

As ferramentas numéricas como o Método dos Elementos Finitos 3D (MEF 3D) permitem simular a escavação e construção de túneis nestas difíceis condições. O software Plaxis 3D dispõe de um módulo (*tunnel designer*) que permite simular as etapas construtivas de uma TBM-EPB, e do modelo constitutivo *Soft Soil Creep* (SSC) que permite simular o desenvolvimento de deformações por fluência que podem ser importantes no caso de solos moles.

Neste contexto, é necessário estudar a influência dos diferentes parâmetros nas deformações do suporte primário e na superfície do terreno durante a construção de um túnel com TBM-EPB nas argilas moles da Cidade do México, utilizando ferramentas avançadas como o MEF 3D.

1.2. OBJETIVO GERAL

O objetivo deste trabalho é estudar as deformações durante a escavação de túneis em solos moles com maquinários tipo TBM-EPB, por meio da modelagem numérica tridimensional.

1.3. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Entender as deformações induzidas pela escavação de túneis e as deformações plásticas dependentes do tempo em solos moles;
- Definir a estratigrafia do solo compressível e a validação e ajuste dos parâmetros, usando um modelo constitutivo que permita simular a mudança nas deformações plásticas com o tempo (*creep*);
- Definir as dimensões e pressões de operação dos equipamentos de escavação (TBM);
- Realizar a modelagem numérica tridimensional paramétrica da escavação com TBM-EPB através de uma estratigrafia representativa, considerando as dimensões e características do TEO.

1.4. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está dividida em cinco capítulos.

O primeiro capítulo apresenta uma introdução, motivação e objetivos do presente trabalho.

O segundo capítulo resume a revisão da literatura referente aos aspectos gerais das deformações induzidas pela escavação mecanizada de túneis em solos moles, com uso da tuneladora EPB, à modelagem numérica em projeto de túneis e aos modelos constitutivos aplicados em solos moles.

O terceiro capítulo apresenta os materiais e métodos que são utilizados neste trabalho, ressaltando as características gerais do projeto TEO, definição e calibração dos modelos constitutivos, definição das pressões de operação da tuneladora, dimensões e condições de contorno do modelo e etapas de análises que foram utilizadas na modelagem numérica.

O quarto capítulo destaca as análises de resultados e discussões. Na primeira parte são analisados as tensões e os deslocamentos induzidos no maciço do solo e no sistema de suporte,

e, na segunda parte, são apresentadas as análises paramétricas que permitem avaliar a influência das variáveis de operação da tuneladora, rigidez do sistema de suporte, rebaixamento das condições hidrostáticas e condições de drenagem do solo mole.

O quinto e último capítulo resume as conclusões obtidas no presente trabalho e apresenta sugestões para trabalhos futuros.

CAPÍTULO II

2. REVISÃO DA LITERATURA

Neste capítulo são apresentados os conceitos mais importantes que são utilizados nesta pesquisa. A seção começa com uma introdução sobre os conceitos básicos relacionados aos solos moles, tuneladora do tipo EPB. Em seguida, é apresentada uma visão geral sobre os aspectos fundamentais das deformações induzidas durante a escavação de túneis em solos moles. A última parte da seção é focada em apresentar os modelos constitutivos de solos moles e alguns casos de modelagem numérica aplicada a túneis escavados com tuneladora.

2.1. SOLOS MOLES

Os solos moles são normalmente definidos como solos argilosos saturados que possuem baixa resistência ao cisalhamento e baixa permeabilidade, índice de vazios altos e alta compressibilidade. Segundo a NBR 6484/01, os solos moles possuem N_{SPT} entre 3 e 5 golpes, enquanto os solos muito moles possuem N_{SPT} menor ou igual a 2. Kempfert e Gebreselassie (2006) definem solo mole como solo argiloso ou argiloso siltoso, que é geologicamente novo e atinge um equilíbrio sob seu próprio peso, mas não sofre um adensamento secundário significativo desde a sua formação.

Muitas cidades estão se desenvolvendo sobre solos moles: Shangai, Bangkok, Mumbai, Kuala Lumpur, Jakarta, Singapura, Bogotá, México, entre outras. Nessas cidades vêm ocorrendo fenômenos relacionados ao rebaixamento das condições piezométricas no solo, o que muda as condições de trabalho das obras geotécnicas (Rincon, 2016). Esses fenômenos são considerados um grande desafio na construção de sistemas de transporte de alta velocidade, edifícios altos e obras subterrâneas para muitas zonas localizadas em solos moles (Wang *et al.*, 2019).

Segundo Póvoa (2016), no Brasil, diversos estudos a respeito dos solos moles do Quaternário foram desenvolvidos nos últimos cinquenta anos em cidades como Santos, Rio de Janeiro, Porto Alegre, Recife e Belém. No Norte Fluminense, particularmente na cidade de Macaé, encontra-se um extenso depósito de solo mole e que, por conta do desenvolvimento da indústria do petróleo e gás, vem sendo utilizado para a expansão da área urbana.

Na Cidade do México, os solos moles lacustres de origem vulcânica apresentam propriedades índice particulares. O teor de umidade é maior a 400%, o índice de plasticidade

excede 300% e o índice de compressão C_c pode alcançar um valor de 10, quando, na maior parte dos solos, é menor que 1. O seu comportamento mecânico, tanto estático quanto dinâmico, é complexo e, atualmente, ainda apresenta desafios na interpretação. No geral, o ângulo de atrito do solo mole diminui ao aumentar o índice de plasticidade, porém, o solo mole da Cidade do México apresenta ângulo de atrito de 43° comparável em magnitude com o das areias. Os resultados de pesquisa sugerem que elevados valores de ângulo de atrito dos solos devem-se à presença de diatomáceas no subsolo da Cidade do México (Diaz-Rodriguez, 2016). Segundo Auvinet *et al.* (2017), as diatomáceas são uma classe de algas unicelulares microscópicas que vivem em ambientes de água doce ou salobra, onde a sílica é abundante. É comum encontrar essas algas em lagos localizados nos ambientes vulcânicos.

Na Figura 2.1, apresenta-se a estratigrafia da zona lacustre da cidade do México, na qual são distinguidas cinco camadas importantes (Rodriguez, 2010): 1) a primeira é a crosta superficial, formada por depósitos aluviais recentes e por aterros artificiais; 2) a segunda é a série argilosa superior, de espessura variável entre 27 e 33 metros, formada por camadas de argila muito compressível com pequenas lentes arenosas; 3) a terceira é a camada dura, que é uma camada de areia argilosa muito compacta de cerca de três metros de espessura, e encontra-se normalmente a uma profundidade de 30 m ou 35m; 4) segue a série argilosa inferior com espessuras variáveis entre 7 e 15 metros, formada por argilas vulcânicas mais resistentes e menos compressíveis que as argilas da série argilosa superior; 5) finalmente estão os depósitos profundos, formados por camadas de areia, cascalho, silte e argilas compactas.

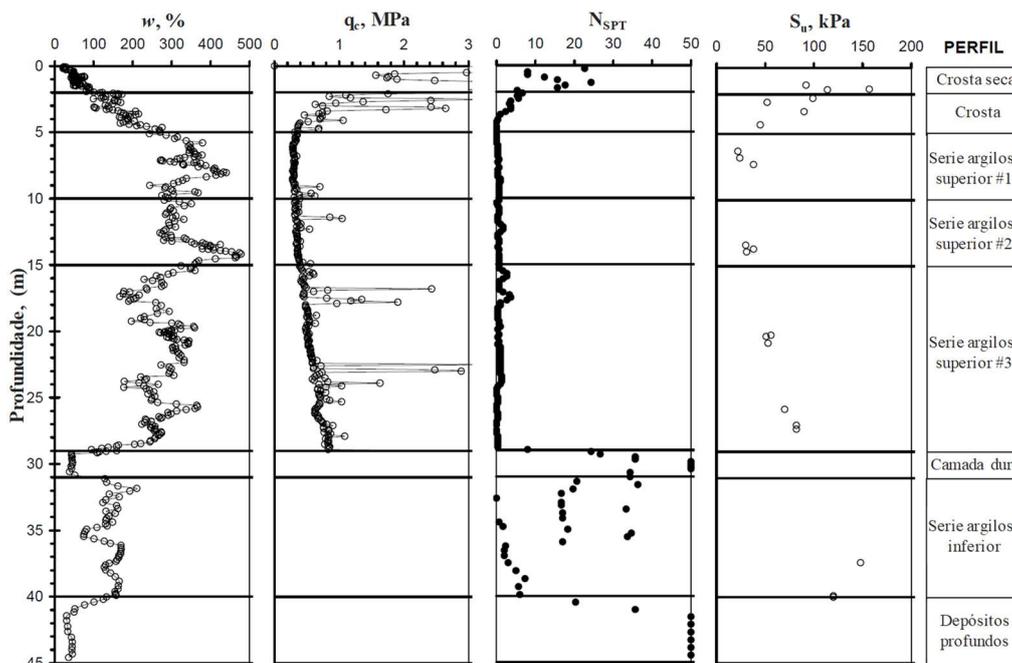


Figura 2.1 Perfil estratigráfico da zona lacustre da Cidade do México (Rodriguez, 2010).

2.2. TUNELADORA EPB

São maquinários do escudo pressurizado que possuem uma gama de aplicações e entregam versatilidade e flexibilidade na escavação de maciços de solos e/ou rochas. Têm a vantagem de escavar solos pré-adensados e saturados, oferecendo pouca ou nenhuma interferência no regime hidrogeológico do maciço. O desenvolvimento das tuneladoras *Earth Pressure Balance* (EPB) começou no início de 1970 no Japão e uma das primeiras aplicações ocorreu no ano 1974, em Tóquio (Maidl *et al.*, 2012).

2.2.1. Princípio de funcionamento

A escavação com uma tuneladora EPB consiste na aplicação de uma pressão de suporte na frente de escavação com o próprio material escavado. Ao avançar a escavação, a cabeça de corte encaminha o material escavado para uma câmara de escavação. Dentro da tuneladora, uma rosca sem fim é responsável por retirar o material escavado de dentro dessa câmara, (Chapman *et al.*, 2018).

Para o adequado funcionamento de uma tuneladora EPB é essencial que o terreno escavado forme uma pasta impermeável, capaz de ser extraída facilmente pela rosca sem fim, e permita uma correta transmissão e ajuste da pressão na frente, conforme mostrado na Figura 2.2.

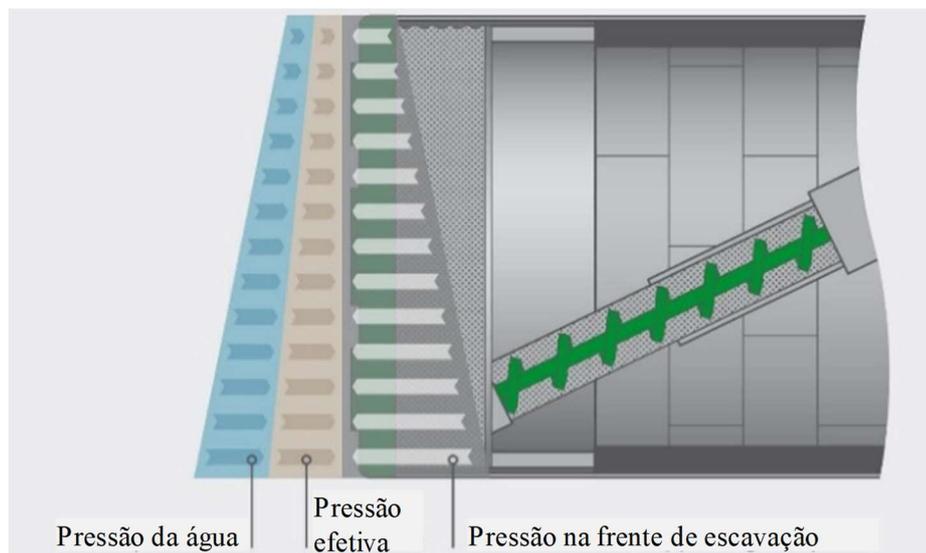


Figura 2.2 Princípio operacional de uma TBM-EPB (adaptado de Herrenknecht AG@, 2021)

A Figura 2.3 apresenta um corte esquemático com a identificação e numeração dos principais componentes de uma tuneladora EPB:

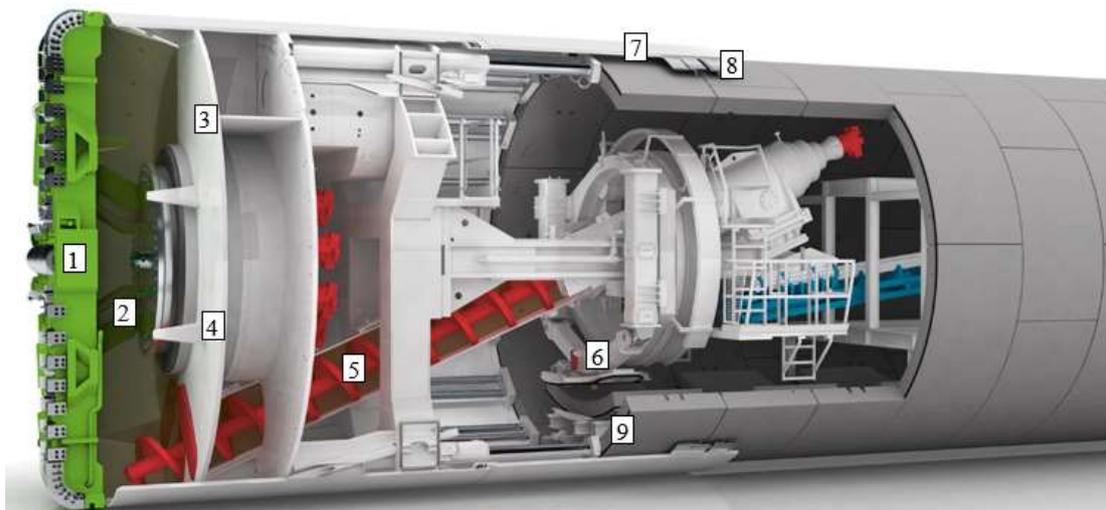


Figura 2.3 Esquema típico de uma TBM-EPB e seus componentes (adaptado de Herrenknecht AG@, 2021).

1. Cabeça de corte: ferramentas de corte para escavação de solo.
2. Câmara de escavação: a mistura de solo escavado com aditivos (pasta) transfere a pressão de estabilização necessária para a frente de escavação.
3. Anteparo da câmara pressurizada (*bulkhead*): transfere a força de empuxo à pasta de solo na câmara de escavação, na qual há sensores para registro das pressões em diversas alturas.
4. Braços de agitação: misturam o solo na câmara de escavação para auxiliar a obter a textura necessária à formulação de uma boa pasta.
5. Rosca sem fim: a velocidade de rotação determina quanto material é removido da câmara de escavação, regulando a pressão da frente.
6. Eretor: é um manipulador controlado remotamente que posiciona os segmentos durante a montagem dos anéis de suporte.
7. Escudo: proteção perimetral da escavação. Escovas selam o espaço entre a face interna do escudo e o extradorso do anel de suporte.
8. Anéis de suporte: composto por segmentos pré-moldados de concreto.
9. Cilindros de empuxo: responsáveis pela aplicação da força de avanço da escavação. Sua extensão deve ser superior à largura do segmento.

Todos os componentes da TBM-EPB listados estão dentro do escudo, que, no entanto, representam somente cerca de um décimo do comprimento total de uma tuneladora. O equipamento de comprimento completo, necessário para que a tuneladora possa executar a

escavação, encontra-se localizado em plataformas na retaguarda do escudo, geralmente referidas na sua globalidade como *backup*.

O diâmetro de escavação deve ser maior do que o diâmetro externo dos anéis de suporte, pois estes são montados ainda dentro do escudo. Além disso, também é prevista uma folga de aproximadamente 10 a 15 cm entre os anéis e o escudo da máquina, de modo a facilitar sua instalação e, também, possibilitar correções no alinhamento da escavação sem exercer carregamentos excessivos nos anéis. Por conta disso, um vazio é continuamente gerado atrás do escudo, denominado espaço anelar. Para preencher esse vazio entre o anel e o terreno, é realizada permanentemente durante o avanço a injeção de graute sob pressão.

Segundo Aguiar (2017), esse graute pode ser composto por um bicomponente com tempo de endurecimento controlado ou calda de cimento com pega rápida. Uma das principais funções do graute é o preenchimento do espaço anelar para transmitir os esforços entre os anéis de suporte e o maciço e para manter o estado de tensões naturais do solo. Para garantir essa condição, a resistência do graute deve ser no mínimo superior à resistência do solo. Outras propriedades de serem garantidas no graute são resistência ao cisalhamento e módulo de Young. O primeiro garante a adequada ligação entre o anel e o solo e o segundo evita deformações excessivas.

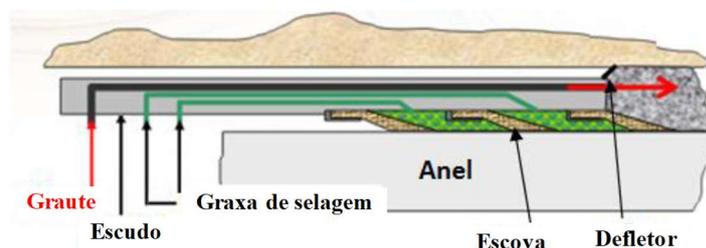


Figura 2.4 Injeção de graute para preenchimento do espaço anelar (Aguiar, 2017).

2.2.2. Campos de aplicação

A tuneladora do tipo EPB é particularmente adequada em solos com conteúdo de finos (argilas e siltes $< 0,06$ mm) maior que 30%. Em solos e rochas de granulação grossa e mista, a força de contato e o torque da cabeça de corte aumentam proporcionalmente com o aumento da pressão de suporte aplicada na frente (Maidl *et al.*, 2012).

As condições ideais para o uso da tuneladora do tipo EPB são oferecidas por solos argila-siltosos e silte-arenosos com consistência mole. Dependendo da condição do solo encontrado, nenhuma adição ou apenas pequenas quantidades de água são necessárias.

Na Figura 2.5 são definidas três regiões na curva granulométrica, nas quais a tuneladora do tipo EPB pode ser utilizada de acordo com as seguintes considerações: região 1, condições ótimas, condicionamento com água e tensoativos para evitar *clogging*; região 2, aplicável se $k < 10^{-5}$ m/s, condicionamento com espumas e polímeros; região 3, aplicável se $k < 10^{-4}$ m/s e sem pressão hidrostática, condicionamento com espumas e polímeros de alta densidade; abaixo da curva 3, a permeabilidade do terreno escavado é muito alta e não é possível garantir a aplicação de uma pressão de equilíbrio na frente de escavação.

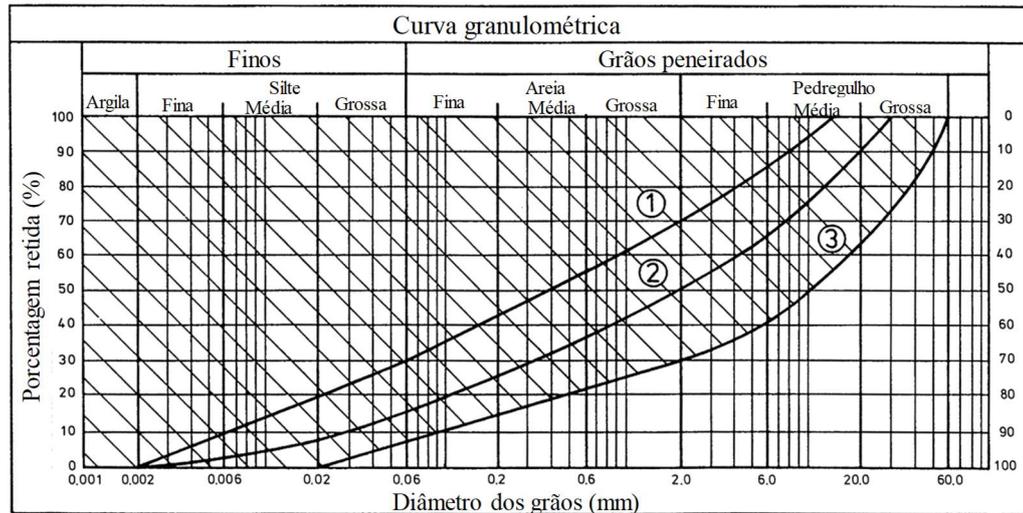


Figura 2.5 Aplicabilidade da tuneladora EPB (Maidl *et al.*, 2012).

2.3. COMPORTAMENTO DO MACIÇO DURANTE A ESCAVAÇÃO

Um dos tópicos de grande importância, centro de muitas pesquisas, é o estudo dos deslocamentos gerados pela máquina EPB no processo de construção do túnel e os mecanismos de controle que o maquinário TBM possui para minimizar tais deformações. Alguns desses estudos estão resumidos nos trabalhos de Mair e Taylor, (1997), Sugiyama *et al.* (1999), Lee *et al.* (2000), Farias *et al.* (2004), Wongsaroj *et al.* (2006), Gens *et al.* (2009), Kavvadas *et al.* (2017), Chapman *et al.* (2018), Jallow *et al.* (2019) e Ling *et al.* (2022).

O processo de escavação de um túnel envolve uma alteração no estado original de tensão do solo. Essas mudanças podem ser contínuas ou em estágios, e duram até que um novo estado de equilíbrio seja alcançado. A alteração da tensão provoca deslocamentos no maciço do solo tanto na superfície quanto na sua profundidade. Tais deslocamentos estendem-se no solo a uma distância considerável da frente de escavação e têm um caráter tridimensional, exceto em áreas distantes dessa frente, onde o comportamento se aproxima da deformação plana.

Os deslocamentos de superfície produzidos por uma tuneladora correspondem idealmente ao mostrado na Figura 2.6, sendo a componente x a distância do eixo do túnel na direção longitudinal, y a componente na direção transversal do avanço do túnel e z o deslocamento vertical da superfície para o túnel.

A origem das coordenadas é considerada na frente da cabeça de corte da máquina. Também são definidos os deslocamentos verticais S_v e deslocamentos horizontais, tanto no sentido longitudinal ao túnel S_{hx} quanto no transversal S_{hy} .

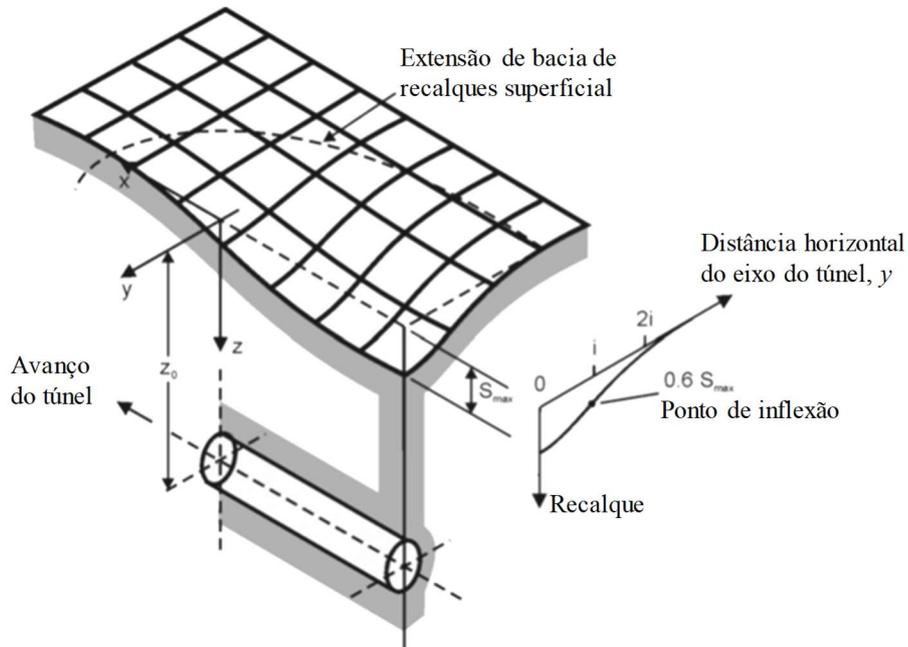


Figura 2.6 Representação 3D dos deslocamentos pela escavação de um túnel (Attewell, 1995, after Yeates, 1985)

De acordo com Mair e Taylor (1997), existem cinco principais fatores diferenciados associados à geração de movimentos induzidos por túneis escavados por tuneladoras, conforme descrito a seguir (Figura 2.7):

1. Deslocamento na frente de escavação causada pelo relaxamento de tensões *in situ* durante a escavação;
2. Convergência da superfície escavada;
3. Preenchimento insuficiente do espaço entre a parte de trás dos segmentos e a parte externa do escudo;
4. Compressibilidade do suporte (anel de segmentos);
5. Deslocamentos atribuídos ao processo de adensamento.

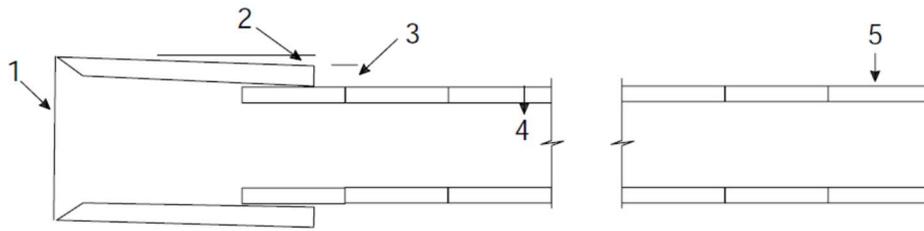


Figura 2.7 Componentes de movimentos associados à escavação de túneis com escudo (Mair e Taylor, 1997).

Segundo Möller (2006), para escavação com tuneladora de escudo e com uma pressão de suporte adequada na frente (Figura 2.6), o primeiro componente de deslocamento do solo será realmente pequeno, mas o segundo componente pode ser apreciável, em particular para uma tuneladora com escudo cônico ou em caso de sobreescavação. O terceiro componente de deformação do solo pode ser minimizado pela injeção de graute, mas esse componente é fortemente influenciado pela experiência do operador e controle de pressão da injeção de graute que está sendo implementado. Esse terceiro componente costuma ser a principal causa de deformações. O quarto componente tende a ser de menor importância em relação à escavação convencional. O quinto componente pode ser importante para a escavação de túneis em solo mole com baixa permeabilidade.

2.3.1. Deslocamento superficial transversal

Existem vários métodos que permitem obter uma estimativa da distribuição dos deslocamentos verticais à superfície do maciço e, em geral, se baseiam na hipótese de que essa distribuição se aproxima de uma distribuição normal (curva de Gauss) invertida, representada na Figura 2.8.

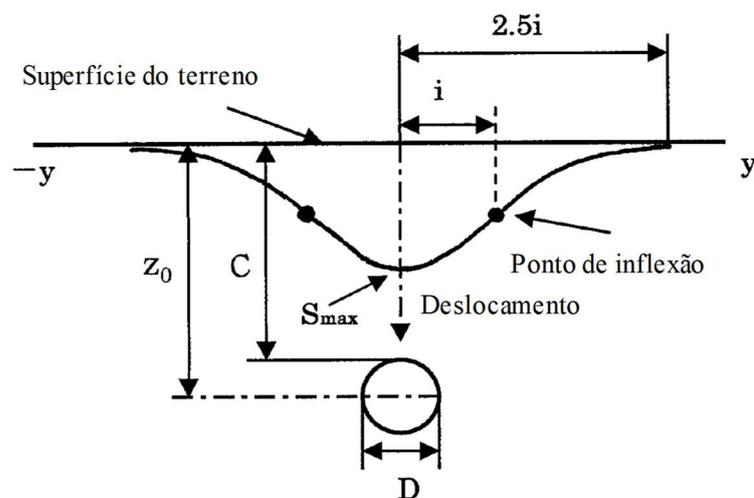


Figura 2.8 Definição do perfil de deslocamento da forma gaussiana (Sugiyama *et al.*, 1999)

A distribuição de deslocamentos pode ser determinada de forma semiempírica mediante a seguinte expressão:

$$S_{(y)} = S_{max} \cdot e^{\left(\frac{-y^2}{2i^2}\right)} \quad (2.1)$$

onde:

$S_{(y)}$ = Deslocamento para o ponto da distribuição gaussiana.

S_{max} = Deslocamento máximo ao centro do túnel.

y = Distância horizontal do centro do túnel.

i = Distância horizontal do centro do túnel ao ponto de inflexão da curva de deslocamento.

Para os casos em que o túnel não se encontra em grande profundidade, a distância do ponto de inflexão será independente do procedimento construtivo e é influenciado pela profundidade do túnel (Z_o) e pelo tipo de solo. Nesses casos, o valor do ponto de inflexão pode ser representado pela seguinte expressão:

$$i = KZ_o \quad (2.2)$$

O valor de K será de 0,5 para túneis escavados em solos argilosos e de 0,25 a 0,35 para túneis em solos arenosos (Sugiyama *et al.*, 1999).

O volume de perda de solo pode ser aproximado com relação ao diâmetro da escavação e obtido pela seguinte expressão:

$$V_l = V_s \left(\frac{4}{\pi D^2}\right) \quad (2.3)$$

Assim, o volume da bacia de recalques V_s pode ser calculado com a seguinte expressão:

$$V_s = \sqrt{2 \cdot \pi} \cdot i \cdot S_{max} \quad (2.4)$$

Vários trabalhos de pesquisa foram realizados para determinar os recalques na superfície do terreno durante a construção de túneis com tuneladoras do tipo EPB. Um deles apresenta resultados da modelagem numérica com o método dos elementos finitos e sua comparação com a relação proposta por Peck (1969). A Figura 2.9 apresenta os recalques superficiais e subsuperficiais após a passagem da TBM situados em profundidades de 5 m e 12 m da superfície. Na Figura 2.10, observa-se que os recalques transversais vão evoluindo à medida que o túnel atravessa uma seção específica, demonstrando o efeito 3D do problema de túneis.

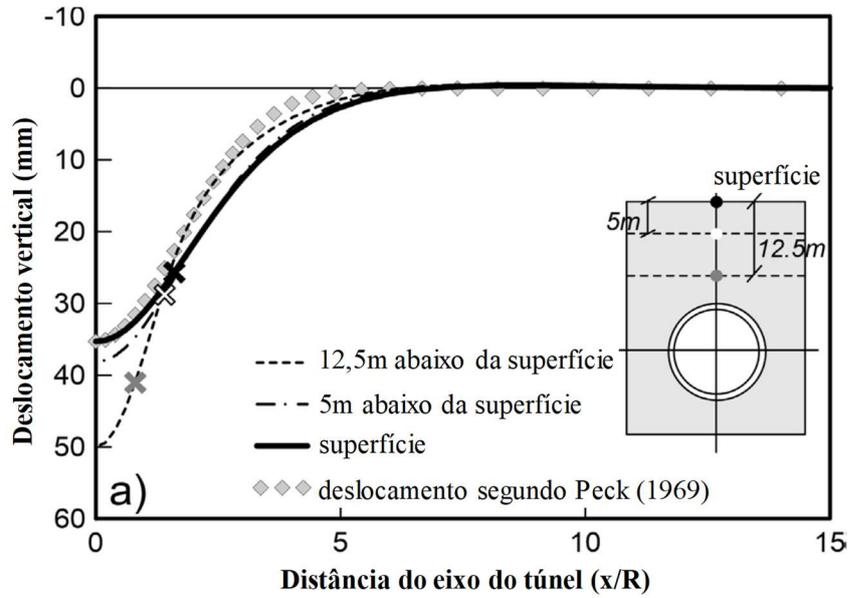


Figura 2.9 Recalques superficiais após a passagem da TBM (Kavvadas *et al.*, 2017).

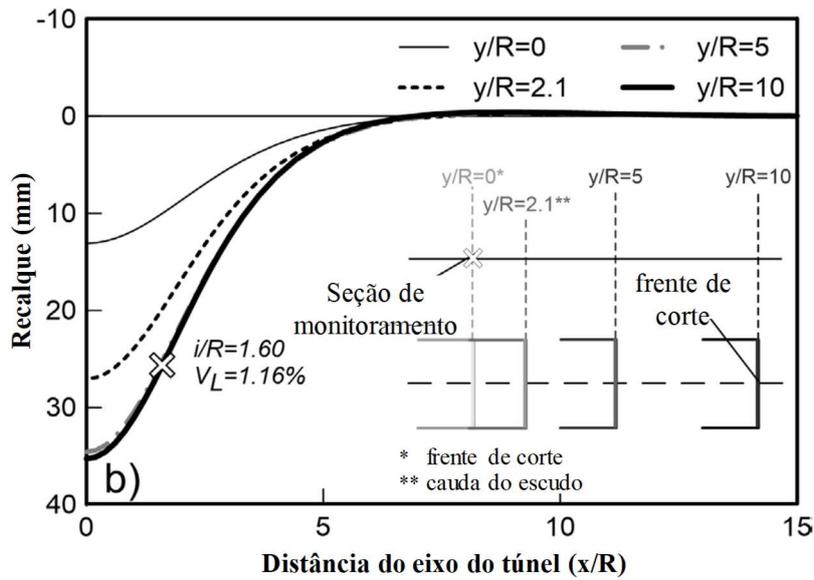


Figura 2.10 Evolução do recalque da superfície como o avanço da escavação (Kavvadas *et al.*, 2017).

2.3.2. Deslocamento superficial longitudinal

Longitudinalmente, apresentam-se cinco etapas de incremento nos deslocamentos durante o avanço da escavação, as quais começam desde a aproximação da tuneladora, conforme ilustrado pela Figura 2.11.

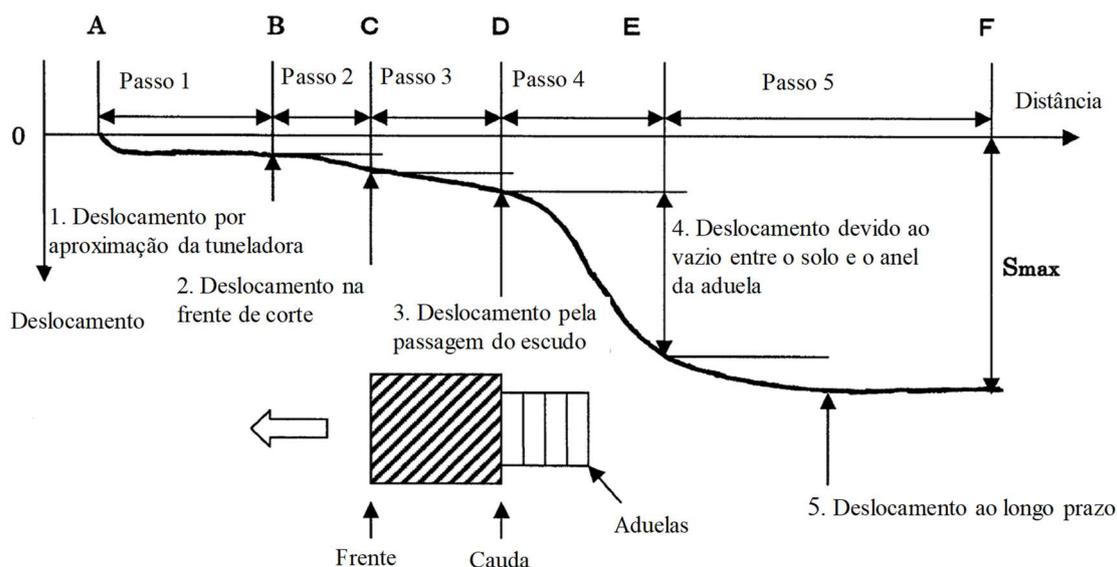


Figura 2.11 Ilustração dos deslocamentos com relação ao avanço da escavação (Sugiyama *et al.*, 1999).

Etapa 1. Deslocamento por aproximação da tuneladora. O deslocamento ocorre muito antes da chegada do escudo da tuneladora. No caso de túneis escavados em areia, por exemplo, esse deslocamento pode ser devido ao rebaixamento do nível do lençol freático.

Etapa 2. Deslocamento na frente de corte. É o deslocamento que ocorre imediatamente antes da chegada do escudo. O deslocamento deve-se ao desequilíbrio da pressão da frente aplicada às pressões do solo ou da água na frente do túnel.

Etapa 3. Deslocamento pela passagem do escudo. Particularmente, pode ser apreciável se a borda de corte for de espessura significativa e se houver problemas de direção para manter o alinhamento do escudo.

Etapa 4. Deslocamento devido ao vazio da cauda. Pode ser minimizada com a injeção de graute simultânea ou imediata para preencher o vazio da cauda.

Etapa 5. Deslocamento em longo prazo. Esse deslocamento pode ser importante, em particular, na escavação de túneis em solos moles, quando é gerado o excesso de propressão pela escavação, instalação do sistema de suporte e posterior dissipação ao longo do tempo.

Kavvadas *et al.* (2017) desenvolveram um modelo de elementos finitos 3D para escavação de um túnel com escudo do tipo EPB, como o objetivo de estudar os deslocamentos na superfície, no topo e na base do túnel. Na Figura 2.12 pode-se observar os deslocamentos gerados no túnel, desde a aproximação da frente de corte, passagem do escudo da tuneladora e deslocamentos no sistema de suporte do túnel.

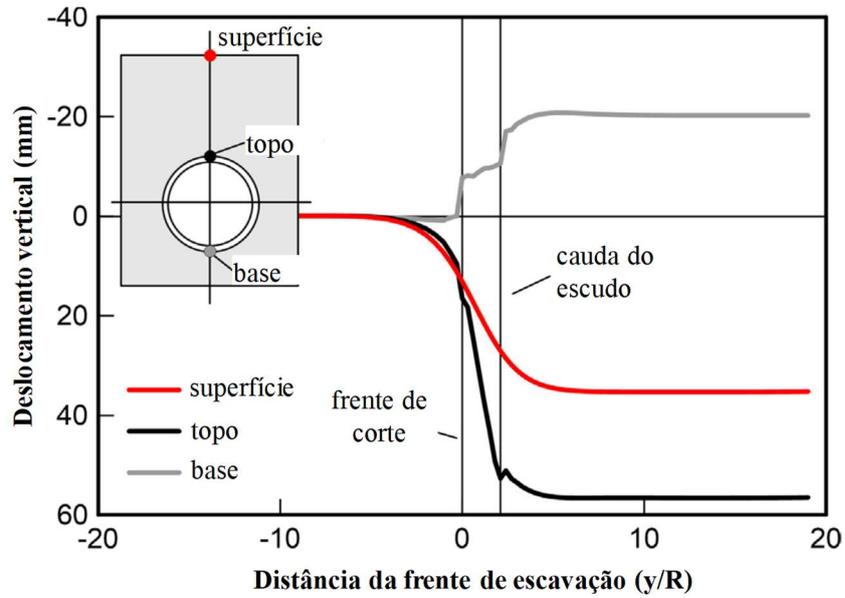


Figura 2.12 Deslocamento longitudinal na superfície, no topo e na base do túnel (Kavvadas *et al.*, 2017).

Igualmente, Kavvadas *et al.* (2017) estudaram a influência da pressão da injeção do graute nos deslocamentos e concluíram que, para menores pressões de injeção, são gerados maiores recalques na superfície, como os apresentados nas Figuras 2.13 e 2.14.

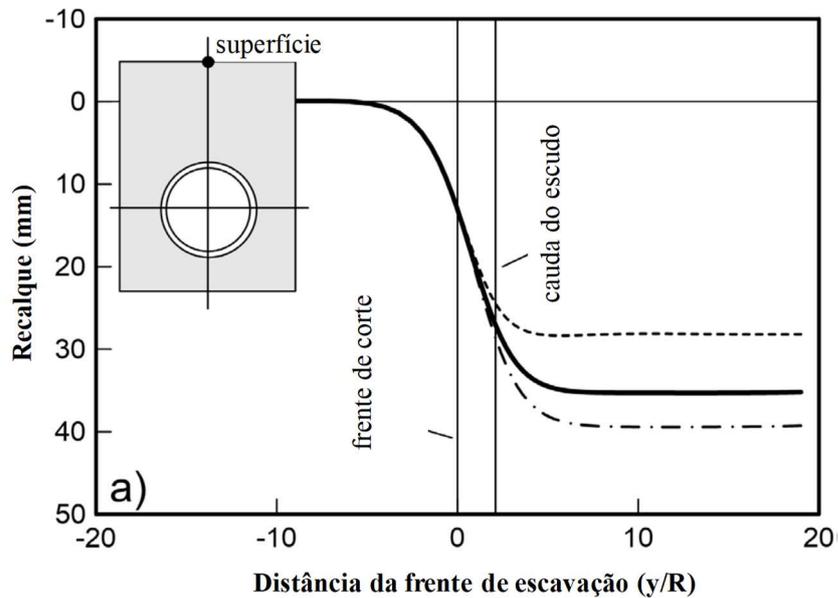


Figura 2.13 Recalque superficial longitudinal para diferentes pressões de injeção (Kavvadas *et al.*, 2017).

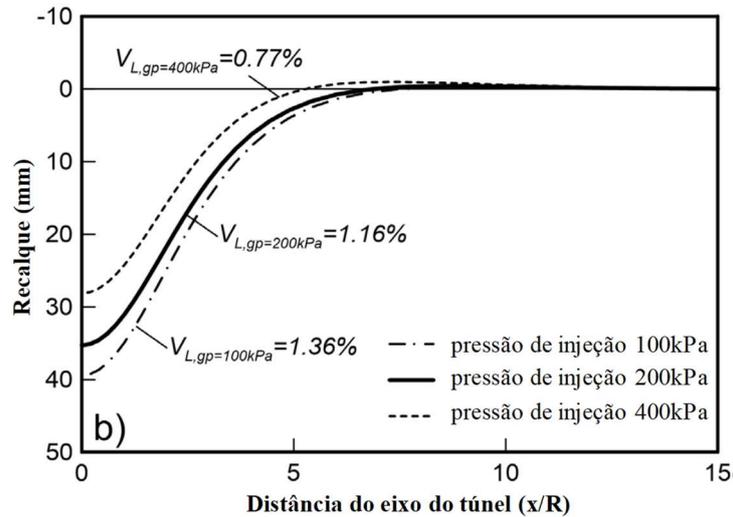


Figura 2.14 Recalque superficial transversal para diferentes pressões de injeção (Kavvasdas *et al.*, 2017).

Segundo Ling *et al.* (2022), o recalque na superfície do terreno induzido pela tuneladora com escudo é um recalque tridimensional, que pode ser bem definido pelos recalques transversais e longitudinais. O recalque longitudinal da superfície é um fenômeno temporário em uma posição específica durante a escavação e que reflete a tendência na mudança dos recalques da superfície com o avanço da tuneladora (Figura 2.15).

Com o avanço da tuneladora, o recalque superficial aumenta semelhante ao formato de um *S*. De acordo com Ling *et al.* (2022), o recalque pode ser agrupado aproximadamente em três etapas. O recalque que ocorre à frente da face do túnel (Etapa I) é devido ao relaxamento das tensões do solo, que depende da pressão de suporte aplicada na frente de corte. Em seguida, o recalque da superfície é acrescentado devido ao corte excessivo pela passagem do escudo da tuneladora (Etapa II). A última etapa (Etapa III) ocorre devido à injeção de graute e à convergência do sistema de suporte do túnel.

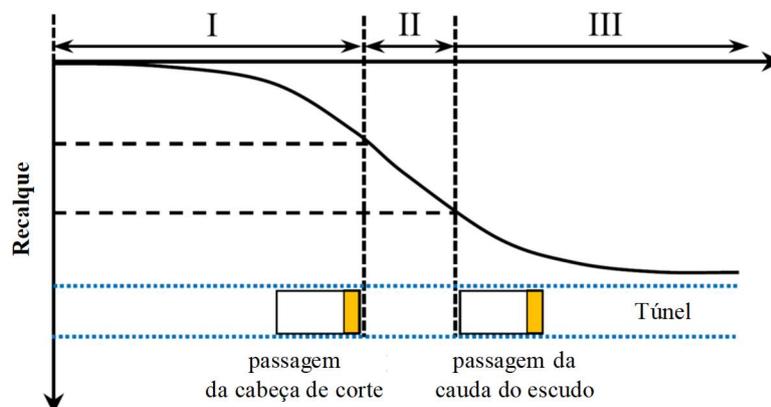


Figura 2.15 Deslocamento longitudinal da superfície (Ling *et al.*, 2022).

Segundo Zaldivar (2013), os deslocamentos gerados na superfície são produto da superposição de três efeitos: 1) o fechamento da escavação (perda do solo); 2) a mudança da forma do túnel; e 3) a emersão gerada pelo efeito de descarga do solo (efeito bolha).

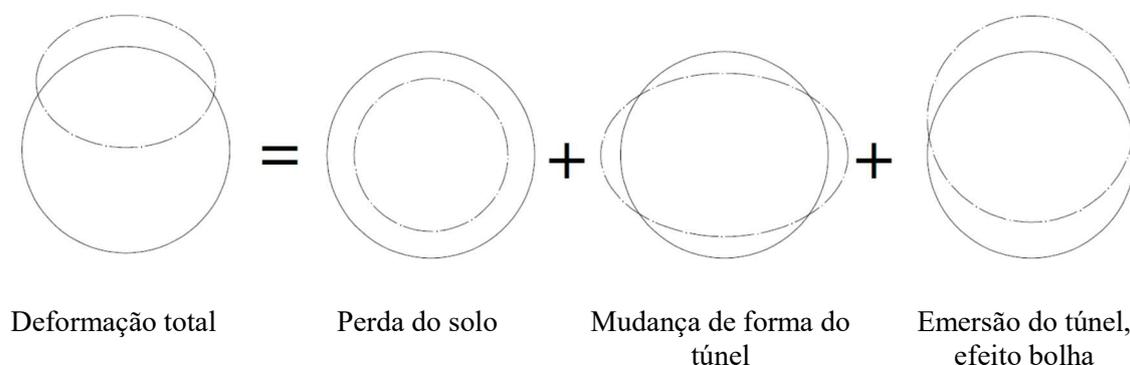


Figura 2.16 Fatores considerados nos deslocamentos gerados na superfície (Zaldivar, 2013)

A maior parte das metodologias empregadas para determinar os deslocamentos em superfície considera que estes podem ser descritos através de uma distribuição Gaussiana (Peck, 1969; Rankin, 1988; Mair e Taylor, 1997). No entanto, essas metodologias omitem o efeito bolha, o qual é importante em solos altamente compressíveis e quando o sistema de suporte é altamente rígido e instalado de maneira imediata à escavação (Zaldivar *et al.*, 2012).

De acordo com Auvinet *et al.* (2017), a descarga atribuível à remoção do peso do solo escavado induz uma mudança no estado de tensões e deformações no solo circundante e, em particular, um deslocamento geral ascendente do túnel (efeito bolha). Esse último fenômeno, não depreciável em solos moles como as argilas do vale do México, pode ser avaliado mediante integração de soluções da teoria da elasticidade e com a modelagem numérica. Do mesmo modo, as tensões efetivas no solo ao redor do túnel, devido à sua escavação e instalação do suporte primário, geram acréscimos importantes de poropressões no meio.

Segundo as medições, esses acréscimos de poropressões atingem a sua dissipação pouco depois da escavação do túnel. Por conta do anterior, é possível simular o comportamento do túnel considerando como primeira etapa a instalação do sistema de suporte primário e o adensamento do meio devido à sua escavação, antes da instalação do sistema de suporte final.

2.3.3. Estabilidade da frente de escavação

A avaliação da estabilidade da frente de escavação de um túnel em solo coesivo é feita a partir de análises que consistem em determinar a mínima pressão interna de suporte, adotando-se um determinado fator de segurança para garantir a estabilidade da escavação (Aguilar, 2017).

Um dos primeiros estudos a respeito da estabilidade de frente em túneis em solos moles indica que esta pode ser determinada com base no número de estabilidade (N) proposto por Broms e Bennemark (1967). O número de estabilidade é expresso, de modo geral, por meio da seguinte expressão:

$$N = \frac{\gamma H + \sigma_S - \sigma_T}{S_u} \quad (2.5)$$

Onde:

H é a profundidade ao eixo do túnel, γ é o peso específico do solo e S_u é a resistência ao cisalhamento não drenado do solo, σ_S é a sobrecarga aplicada na superfície e σ_T é a pressão de suporte aplicada na frente de escavação.

O número de estabilidade foi estudado por diversos pesquisadores (Peck, 1969; Mair e Taylor, 1997; ITA/AITES, 2007), os quais estabeleceram os seguintes critérios para determinar a estabilidade de frente:

- quando $N \leq 3$, a estabilidade da frente é usualmente adequada.
- quando $3 < N \leq 6$, devem ser avaliados os deslocamentos induzidos na superfície.
- quando $N > 6$, a frente é considerada instável.

Adicionalmente à avaliação do fator de carga, podem ser considerados os seguintes critérios:

- $\frac{C}{D} < 2$, é necessária uma análise detalhada da estabilidade da frente.
- $\frac{\gamma D}{S_u} > 4$, podem acontecer rupturas localizadas na frente de escavação.

onde: C é a cobertura do túnel e D é o diâmetro do túnel.

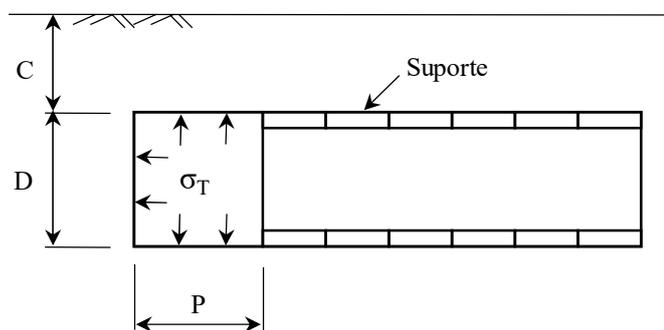


Figura 2.17 Parâmetros de estabilidade em solos argilosos (Mair e Taylor, 1997).

No caso da escavação de túneis com tuneladora do tipo EPB, em geral, a escavação do solo gera a relaxação das tensões existentes que atua deformando o solo na direção à frente, e o fenômeno extremo disso é o colapso da frente de escavação. Nesse contexto, é necessário

aplicar algum tipo de pressão contra a frente de escavação para evitar tal ruptura e manter a estabilidade da frente. Essa pressão é chamada de pressão de suporte na frente. Segundo Kanayasu *et al.* (1994) a pressão da frente é geralmente expressa da seguinte forma:

$$P_f = P_g + P_r \quad (2.6)$$

onde: P_f é a pressão de suporte na frente, P_g é a pressão do solo e P_r é a pressão adicional.

Para aplicar essa expressão, a pressão da água é tratada como parte da pressão do solo, a qual é calculada no caso de solos de baixa permeabilidade. As pressões da água e do solo são calculadas separadamente em situação de solos permeáveis, indicando que o solo e a água na frente mostram cada vez mais um comportamento mecânico, independente do aumento da permeabilidade do solo submetido à escavação.

Na Tabela 2.1 se apresenta um resumo referente às estimações da pressão aplicada na frente de vários túneis do Japão, construídos com tuneladora EPB, em que σ_o é a tensão horizontal no repouso, σ_a é a tensão horizontal ativa e u é a poropressão.

Tabela 2.1 Exemplos da pressão de suporte na frente com EPB (Kanayasu *et al.*, 1994).

Diâmetro (m)	Tipo de solo	Pressão aplicada (kPa)
7,450	Silte mole	σ_o
8,210	Solo arenoso, solo coesivo	$\sigma_o + u + 20$
5,540	Areia fina	$\sigma_o + u + \text{variável}$
4,930	Solo arenoso, solo coesivo	$\sigma_o + u + (30 - 50)$
2,480	Cascalho, solo coesivo	$\sigma_o + u$
7,780	Cascalho, coesivo	$\sigma_a + u$
7,350	Silte mole	$\sigma_o + 10$
5,860	Solo mole coesivo	$\sigma_o + 20$

Segundo Aguilar *et al.* (2012), os aspectos operacionais durante a execução do túnel com EPB devem ser cuidadosos com a pressão aplicada na frente de escavação e com a pressão da injeção homogênea ao longo de todo o espaço anelar compreendido entre o solo escavado e o suporte primário. A pressão mínima a ser aplicada na frente é determinada pelos seguintes critérios:

$$P_f = u + 0,5 \text{ kg/cm}^2 \quad (2.7)$$

$$P_f = \sigma'_v K_a + u + 20 \text{ kPa} \quad (2.8)$$

onde: P_f é a pressão aplicada na frente, u é a poropressão, σ'_v é a tensão vertical e K_a é o coeficiente de empuxo ativo. A pressão da injeção considera igual a pressão aplicada na frente $P_{inj} = P_f$.

Mollon *et al.* (2013) mencionam que o método comum para escolher o valor da pressão de suporte de frente e da pressão da injeção de graute faz uso da tensão vertical σ_v do maciço do solo antes da escavação. A pressão de suporte de frente é, portanto, muitas vezes definida pela seguinte expressão:

$$P_f \approx K_0 \sigma'_v + u \quad (2.9)$$

onde: K_0 é o coeficiente de empuxo em repouso, σ'_v é a tensão vertical sobre o eixo do túnel e u é a poropressão.

A pressão da injeção de graute aplicada é definida pela expressão:

$$P_{inj} \approx 1,2 \sigma_v \quad (2.10)$$

onde: σ_v é a tensão vertical total sobre o topo do túnel.

Por outro lado, Lee *et al.* (2021) afirmam que a pressão de suporte da frente deve estar entre a pressão lateral de terra ativa e a pressão lateral de terra em repouso, evitando o levantamento ou recalque da superfície, conforme mostrado nas seguintes expressões:

$$P_{f,min} = K_a \sigma'_v + u \quad (2.11)$$

$$P_{f,max} = K_0 \sigma'_v + u \quad (2.12)$$

onde: $P_{f,min}$ é a pressão mínima, $P_{f,max}$ é a pressão máxima, K_a é o coeficiente de empuxo ativo de Rankine, K_0 é o coeficiente de empuxo em repouso, σ'_v é a tensão vertical efetiva e u é a poropressão.

Das expressões anteriores que permitem determinar as pressões de operação de uma tuneladora do tipo EPB, pode-se observar que o princípio fundamental é o balanço das pressões de terra, incluindo-se a poropressão na frente de escavação e o equilíbrio das tensões verticais com a pressão da injeção de graute.

O controle de pressão de suporte da frente é feito através de células de pressão instaladas no interior da câmara de escavação (Guglielmetti *et al.*, 2008). As pressões adotadas para manter a frente estável são definidas com base nos empuxos externos devido à pressão de terra

e à poropressão que atuam sobre o topo do túnel. Por essa razão, adotam-se, como valores de referência, os sensores de pressões superiores (Figura 2.18).

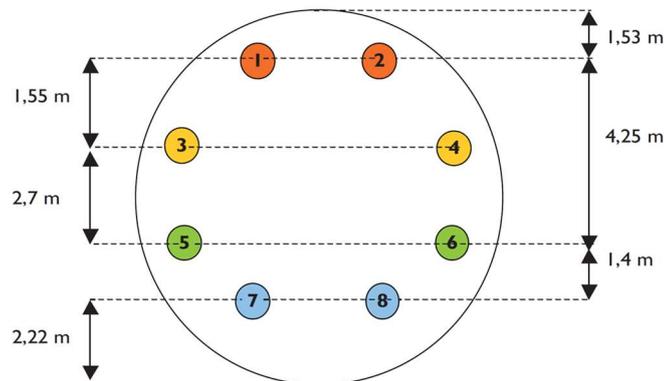


Figura 2.18 Posição dos sensores de controle de pressão (Guglielmetti *et al.*, 2008).

2.4. COMPORTAMENTO EM LONGO PRAZO

O comportamento em longo prazo pode ser induzido pelo equilíbrio das tensões e dissipação do excesso de poropressão na camada argilosa ao redor do túnel, o que está associado a uma nova condição de drenagem imposta pelo túnel. Também pode ser causado pelo comportamento de fluência do solo mole ao redor do túnel ou nas camadas do solo (Jallow *et al.*, 2019).

A viscosidade do maciço, caracterizada pela deformação lenta e contínua, sob tensão e temperatura constantes, é denominada fluência (*creep*). Segundo Quevedo (2017), esse fenômeno ocorre devido aos vários mecanismos físicos no interior do maciço, por exemplo, deslizamentos de grãos, transporte e difusão de massa, que também estão relacionados com variações de temperatura e pressão. Grande parte desses efeitos também ocorre pela redistribuição da poropressão (comum em solos).

O ensaio de fluência (trajetória de deformação A→B) está ilustrado na Figura 2.19. Considere um solo cisalhado para o estado de tensão - deformação no ponto A (Figura 2.19a). Nesse ponto, um processo de fluência é iniciado, permitindo que a tensão seja constante ao longo do tempo (Figura 2.19b). Conforme o tempo avança, o estado de deformação se desloca em direção a B. Durante esse processo, a deformação aumenta gradualmente, ou seja, o solo exibe comportamento de fluência (Figura 2.19c). Portanto, pode-se concluir que, durante um ensaio de fluência caracterizado por tensões constantes, a deformação aumenta.

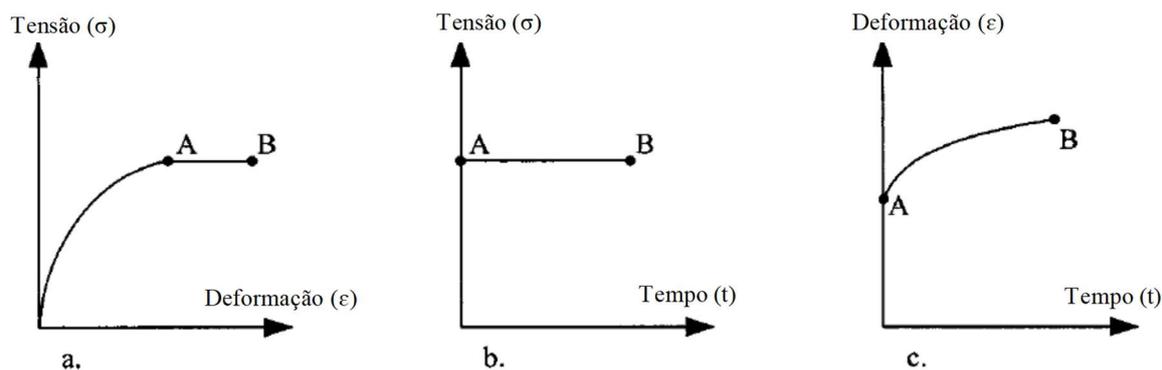


Figura 2.19 Ensaio de fluência realizados com baixos níveis de tensão: (a) relação tensão – deformação; (b) trajetória de tensão; (c) trajetória de deformação (Augustesen *et al.*, 2004).

Segundo Augustesen *et al.* (2004), os resultados de um processo de fluência realizado sob tensão constante em um aparelho triaxial podem ser plotados em um diagrama deformação-tempo com eixos aritméticos, conforme mostrado na Figura 2.20. O processo pode ser dividido em três etapas: (1) fluência primária ou fluência transitória; (2) fluência secundária ou fluência estacionária; e (3) fluência terciária ou fluência de ruptura.

Uma velocidade de deformação decrescente, constante e crescente caracteriza as fases primária, secundária e terciária, respectivamente. Esse fato é demonstrado na Figura 2.20 (b), na qual o logaritmo da taxa de deformação é plotado contra o logaritmo de tempo. Deve-se notar que a fluência terciária eventualmente leva à ruptura do solo. Esse tipo de ruptura é denotado como ruptura por fluência.

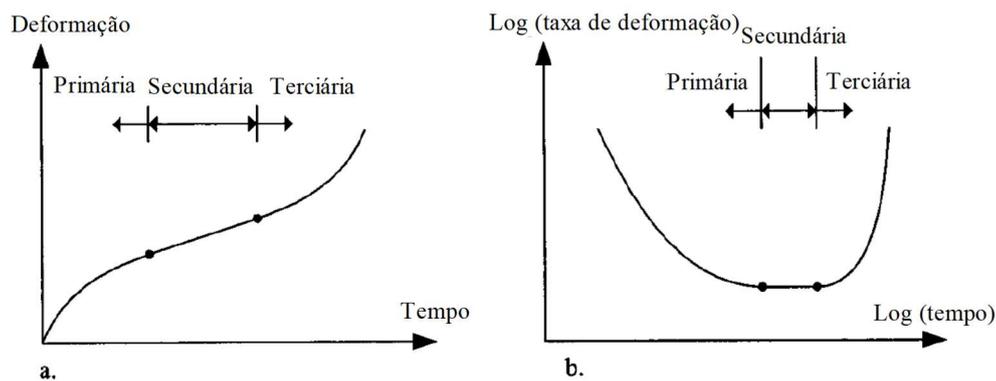


Figura 2.20 Definição das etapas da fluência considerando um ensaio de fluência em tensão constante (a) relação deformação – tempo e (b) log (taxa de deformação) – log(tempo) (Augustesen *et al.*, 2004).

Jallow *et al.* (2019) apresentaram um estudo numérico tridimensional de deslocamentos em longo prazo induzidos por uma tuneladora com escudo. Os deslocamentos do maciço medidos na superfície foram reproduzidos com a utilização de um modelo constitutivo que considera o efeito da fluência do solo. A Figura 2.21 apresenta os deslocamentos máximos medidos na

superfície com o tempo e deslocamentos determinados pela simulação numérica, utilizando o modelo constitutivo *Soft Soil Creep* (SSC). No entanto, os deslocamentos induzidos por adensamento, utilizando o modelo *Soft Soil* (SS), foram aproximadamente constantes.

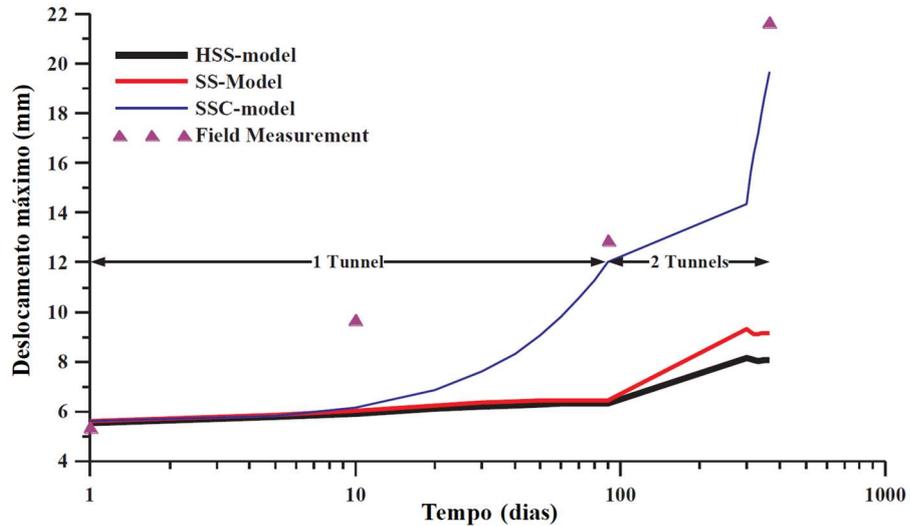


Figura 2.21 Deslocamento máximo superficial vs tempo (Jallow *et al.*, 2019).

O estudo também mostrou que o aumento da taxa de adensamento secundário do solo mole resultou no aumento das deformações induzidas pela fluência na condição de longo prazo (Figura 2.22). Portanto, a taxa de adensamento secundário é o principal parâmetro de controle para a deformação induzida por fluência.

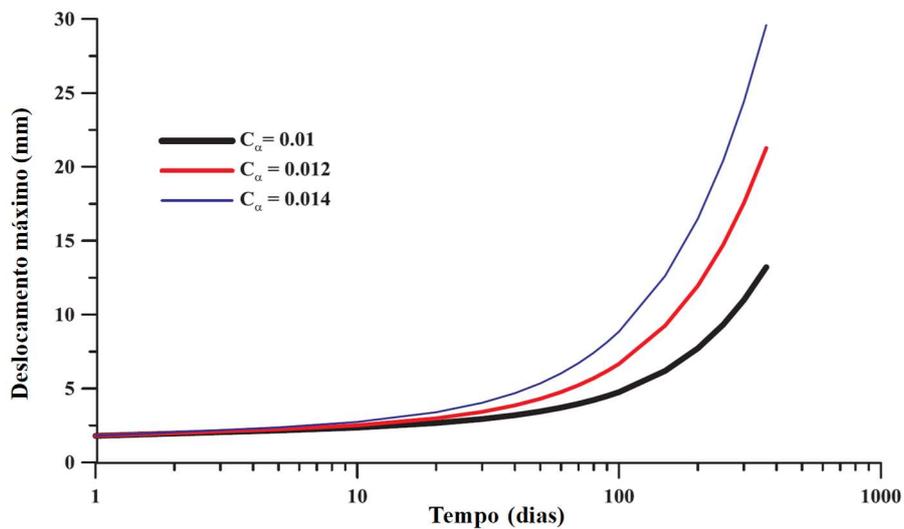


Figura 2.22 Deslocamento máximo superficial vs tempo (Jallow *et al.*, 2019).

2.5. MODELAGEM NUMÉRICA APLICADA A TÚNEIS

A modelagem numérica tem se mostrado uma ferramenta versátil e de grande utilidade nessa área. Com esses métodos, pode-se tratar o maciço como um meio contínuo e isotrópico, o que possibilita a adaptação de modelos simplificados a situações reais (Assis, 2002). Esses métodos são aproximados e possibilitam a resolução de um conjunto de equações diferenciais que deve satisfazer um meio. Aguiar (2017) indica que podem ser utilizadas algumas metodologias de cálculo: método de elementos de contorno, método das diferenças finitas e método dos elementos finitos, sendo este último o mais usual.

Segundo Auvinet *et al.* (2017), na modelagem com o método dos elementos finitos, deve-se representar o melhor possível o procedimento construtivo, incluindo a pressão aplicada na frente do escudo, a contração da escavação que pode ser produzida no espaço anelar livre, existente ao longo da cauda do escudo, os anéis de suporte e a pressão da injeção para preencher esse mesmo espaço.

Por outro lado, Watashi (2019) menciona que empregar um modelo numérico tridimensional pode representar um trabalho bastante complexo tanto na fase de implementação de modelos (dificuldades na elaboração da topologia da malha, tempo necessário para compor a geometria do modelo e pela grande demanda por requisitos computacionais), tratamento e obtenção de parâmetros, quanto nas análises de resultados. Por isso, ainda existe grande interesse prático em modelos numéricos bidimensionais em estado plano de deformação.

Independentemente da metodologia construtiva e do tipo de sistema de suporte utilizado, o processo de escavação de um túnel é de natureza tridimensional e, por isso, a modelagem mais apropriada é por meio de um modelo em três dimensões, capaz de reproduzir de forma realista a distribuição de tensões e deslocamentos no maciço envolvente e no sistema de suporte, após cada etapa da escavação.

2.5.1. Método de elementos finitos com o Plaxis 3D

O Plaxis 3D é um *software* que utiliza o método dos elementos finitos e que permite a geração automática de uma malha de elementos finitos após a inserção da geometria, discretizando o problema em uma malha tridimensional. Esse processo leva em consideração a estratigrafia do solo, elementos estruturais, cargas e condições de contorno. Para uma melhor precisão dos resultados obtidos, pode-se refinar a malha em qualquer parte do problema

tridimensional. O elemento básico de solo da malha 3D no Plaxis é um tetraedro de 10 nós (Figura 2.23).

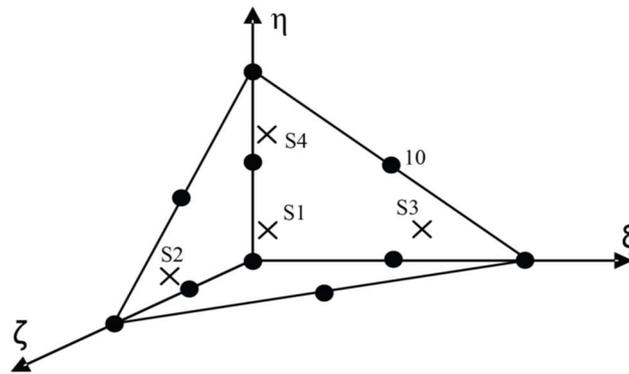


Figura 2.23 Elementos de solo 3D, tetraedros de 10 nós. (Bentley, 2021).

O Plaxis 3D gera automaticamente um conjunto de condições de contorno nos limites da geometria do modelo (Figura 2.24). Essas condições de contorno são geradas de acordo com as seguintes regras:

- Os limites verticais do modelo com a normal na direção x (ou seja, paralelos ao plano yz) são fixados na direção x ($u_x = 0$) e livres nas direções y e z ;
- Os limites verticais do modelo com a normal na direção y (ou seja, paralelos ao plano xz) são fixados na direção y ($u_y = 0$) e livres nas direções x e z ;
- Os limites verticais do modelo que não possuem a normal nem na direção x , nem na direção y são fixados nas direções x e y ($u_x = u_y = 0$) e livres na direção z ;
- O limite inferior do modelo é fixado em todas as direções ($u_x = u_y = u_z = 0$);
- A superfície superior é livre em todas as direções.

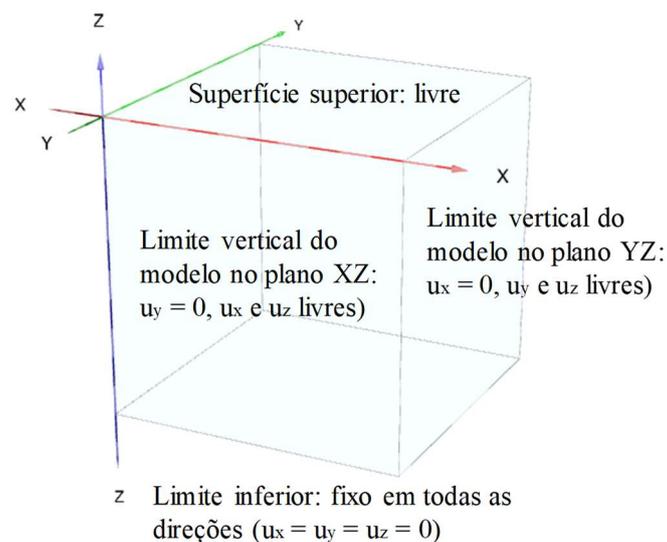


Figura 2.24 Condições de contorno (Bentley, 2021).

Para o pré-dimensionamento do modelo 3D pelo método dos elementos finitos, Möller (2006) estudou os deslocamentos induzidos pela escavação de túneis com tuneladora com escudo, e propôs as seguintes relações para as dimensões do modelo:

$$h = (1,1 \text{ a } 1,45)D \quad \text{para } D = 4 \text{ a } 12 \text{ m.} \quad (2.13)$$

$$w = 2D(1 + H/D) \quad (2.14)$$

$$l = D(13 + 11H/3D) \quad (2.15)$$

onde: h é a distância do eixo do túnel ao contorno inferior, D é o diâmetro do túnel, w é a largura do modelo, H é a espessura do solo sobre o túnel e l é o comprimento do modelo.

Schiena *et al.* (2019) fizeram a modelagem numérica tridimensional pelo método dos elementos finitos para a simulação da escavação do túnel com escudo utilizando as dimensões do modelo e condições de contorno, conforme descrito na Figura 2.25.

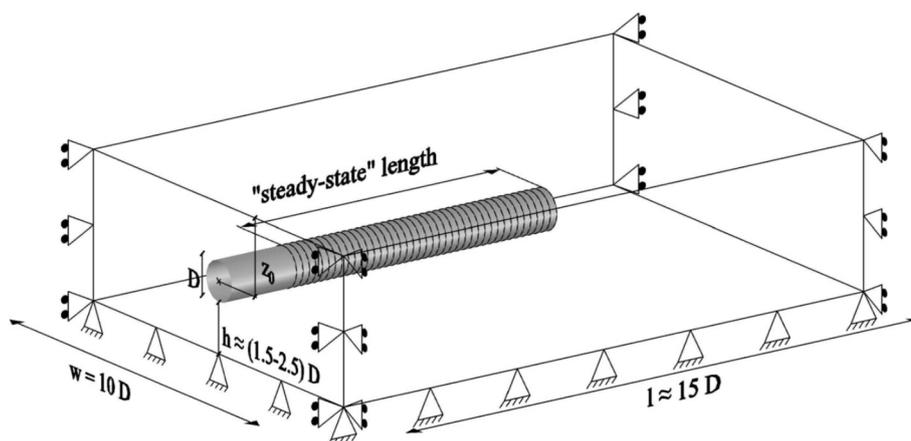


Figura 2.25 Dimensões do modelo 3D e condições de contorno (Schiena *et al.*, 2019).

No entanto, as dimensões do modelo de elementos finitos podem ser definidas mediante uma análise de sensibilidade para diferentes dimensões, verificando que não têm influência significativa nos resultados de interesse (Lees, 2016). Outro aspecto importante é a densidade da malha e a definição das regiões para o refinamento da malha, quando o nível de refinamento da malha deve ser adotado de modo que seja alcançada a tolerância do erro definida pelo usuário (Neto, 2011).

Segundo Jones (2022), uma densidade de malha mais fina melhora a precisão em áreas com altos gradientes de tensão, as quais geralmente estão em uma zona ao redor do túnel. Contudo, não é necessário usar a mesma densidade de malha em todo o modelo. No local onde os gradientes de tensão são menores, a densidade da malha pode ser substancialmente reduzida.

2.5.2. Tipos de análise mediante o MEF para solos saturados

No caso de solos saturados, como as argilas lacustres da Cidade do México, é necessário conhecer os tipos de análises que podem ser desenvolvidos, seja em tensões efetivas ou tensões totais.

Para Rodriguez (2010), dependendo do problema que seja analisado e do modelo constitutivo que seja empregado, as análises podem ser dos seguintes tipos:

- Análises em termos das tensões totais com parâmetros não drenados.
- Análises em termos das tensões efetivas com parâmetros drenados.
- Análises em termos das tensões efetivas com parâmetros drenados e condições iniciais não drenados.

Na Tabela 2.2 é apresentado um resumo dos tipos de análise que podem ser feitos mediante o MEF para o caso de solos saturados, levando em consideração: os parâmetros envolvidos, a condição inicial, o modelo constitutivo e a sua aplicação.

Tabela 2.2 Resumo dos tipos de análises (Rodriguez, 2010).

Tipo de análises	Parâmetros	Condição inicial	Modelo constitutivo	Aplicação
Tensões totais	Não drenados (E_u, ν_u e c_u)	-	MC	Capacidade de carga e deslocamentos imediatos
Tensões efetivas	Drenados	Drenado, sem geração de acréscimo de poropressão inicial	MC	Deslocamentos de longo prazo
			SS	
			CCM	
		S-CLAY1	Problemas relacionados com o processo de adensamento	
		MC		
		SS		
Drenados (E' e ν') Não drenados (c_u)	Não drenado, com geração de acréscimo de poropressão inicial (parâmetros estimados a partir dos drenados)	CCM	MC	
		S-CLAY1		

MC: Morh Coulomb, SS: Soft Soil, CCM: Cam Clay Modificado, S-CLAY1: Extensão do modelo CCM.

Segundo Rodriguez *et al.* (2012), as etapas de análise numérica de túneis em solos moles para o caso de túneis com duas secções de sistema de suporte são apresentadas na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 Etapas de análise numérica (Rodríguez *et al.*, 2012).

Etapa	Tipo de análise	Descrição
1	Plástico: não drenado, com medição de acréscimo de poropressão	Escavação e instalação do sistema de suporte primário
2	Adensamento	Dissipação total do excesso de poropressão (U = 100%)
3	Plástico: não drenado, com medição do acréscimo de poropressão	Instalação do suporte definitivo Rebaixamento das condições piezométricas atuais (adensamento regional)
4	Adensamento	Dissipação total do excesso de poropressão (U = 100%)

Etapa 1. Escavação do túnel e instalação do sistema de suporte primário. A modelagem do suporte primário é feita imediatamente após a escavação. Para túneis construídos em solos moles, o possível relaxamento do solo devido à escavação é ignorado, pois considera-se que as condições de tensão inicial tendem a ser restauradas em médio prazo (Auvinet e Rodríguez, 2010). Para levar em conta o efeito das juntas no anel de segmentos, utiliza-se o parâmetro de redução de rigidez (α), que deve ser previamente estimado através de uma análise da interação do solo-sistema de suporte.

Etapa 2. Dissipação do excesso de poropressão no solo gerado pela construção de suporte primário. Admite-se que o excesso de poropressão gerado pela construção do suporte primário seja atingido para se dissipar logo após a escavação do túnel (Gutiérrez e Schmitter, 2010).

Etapa 3. Construção do suporte final. A construção do suporte definitivo é modelada em conjunto com a redução das pressões intersticiais. Considera-se que, durante a vida útil do túnel (50 anos), pode ocorrer um rebaixamento total das condições piezométricas atuais.

Etapa 4. Adensamento do meio devido ao excesso de poropressão gerado pela construção do suporte final e pela redução das pressões intersticiais.

2.5.3. Casos de análises numéricas de escavação mecanizada

As análises numéricas bidimensionais ou tridimensionais de túneis em solo com tuneladora do tipo EPB foram objeto de estudo de diversos autores por meio do método dos elementos finitos, dentre os quais estão destacados alguns trabalhos na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 Casos de análises numéricas de escavação mecanizada.

Autor	Tipo de análise	Modelo constitutivo	Tipo de solo escavado	Caso analisado	Principais conclusões
Möller (2006)	2D e 3D	MC, HS e HSS	Argila	Túnel Steinhaldenfeld, Alemanha	As análises paramétricas mostraram os resultados da influência sobre os deslocamentos superficiais, a pressão de injeção, a pressão de suporte da frente de escavação e o coeficiente de pressão lateral do solo. As análises mostraram a evolução dos deslocamentos com o avanço da escavação do túnel.
Hejazi <i>et al.</i> (2008)	2D	MC, HS e HSS	Argila de Londres	Túnel no aeroporto de Londres	Os resultados da análise paramétrica mostraram a influência do modelo constitutivo nas simulações do túnel. O uso de modelos constitutivos mais sofisticados melhora consideravelmente a previsão de deslocamentos.
Moller e Vermeer (2008)	2D	HS e HSS	Areia	Túnel Heinenoord na Holanda	As análises numéricas requerem um modelo constitutivo avançado do solo, caso contrário, os deslocamentos obtidos no solo não serão representativos, porém as forças estruturais são menos influenciados pelo tipo de modelo constitutivo.
Gens <i>et al.</i> (2009)	3D	MC, HS	Argilas siltosas	Metrô de Bracelona	Os resultados obtidos na modelagem numérica mostraram que a influência nos deslocamentos é atribuída às variações das diferentes pressões aplicadas durante a escavação do túnel com a tuneladora EPB, portanto, sua modelagem pode ser realizada de forma adequada através de análise numérica.
Rodriguez <i>et al.</i> (2012)	2D	MC e SS	Argila	Túnel Emisor Oriente, México	O método dos elementos finitos é uma ferramenta poderosa para a análise e dimensionamento do túnel em condições difíceis, pois permite considerar diferentes modelos constitutivos dos materiais envolvidos, permite simular o fenômeno de adensamento, seja pela construção do túnel ou rebaixamento da condição hidrostática.

Autor	Tipo de análise	Modelo constitutivo	Tipo de solo escavado	Caso analisado	Principais conclusões
Dias e Kastner (2013)	2D e 3D	MC	Silte argiloso	Metrô de Lyon	Simulações numéricas mostram que os modelos 3D têm uma melhor representação do problema do túnel, porém destaca a dificuldade de simular o complexo processo de injeção de grante, cujas propriedades reológicas são complexas e evolutivas.
Do <i>et al.</i> (2014)	2D e 3D	EPP-MC e CYS	Argila arenosa	Túnel Bolonha-Florença	Foi desenvolvido um modelo 3D do processo de escavação mecanizada para prever as tensões e deslocamentos induzidos no solo circundante e no sistema de suporte de dois túneis em paralelo. No entanto, consideram que estudos experimentais são necessários para validar os resultados numéricos obtidos.
Possari, (2016)	3D	MC	Areia	Metrô da Linha 4 Sul, RJ	O modelo numérico pode auxiliar como ferramenta na previsão das deformações do maciço decorrentes da escavação, auxiliando no planejamento e gerenciamento da obra, além de poder ser utilizado para a simulação de diferentes soluções de uma mesma situação ou eventos específicos.
Jallow <i>et al.</i> (2019)	3D	SS, SSC e HSS	Argila	Túnel CK570H - China	Diferença importante nos resultados de deslocamento obtidos com os diferentes modelos constitutivos utilizados. Os deslocamentos superficiais do maciço foram reproduzidos utilizando um modelo constitutivo que considera o efeito da fluência do solo (<i>creep</i>).
Reis (2020)	3D	HS	Argila	Metrô de Brasília	O trabalho concluiu que a escavação de túneis com tuneladora do tipo EPB é o mais indicado para o solo de Brasília, que é formado principalmente por argila colapsível. A escavação com tuneladora gera deformações pequenas quando comparada com o método de escavação convencional de túneis.

MC: Mohr Coulomb, HS: Hardening Soil, HSS: Hardening Soil Small Strain, CYS: Cap Yield Soil, SS: Soft Soil, SSC: Soft Soil Creep.

2.6. MODELOS CONSTITUTIVOS

Esta parte faz uma introdução aos modelos, incluindo os conceitos básicos, os parâmetros utilizados, os critérios de falha e as limitações e/ou aplicabilidades dos modelos. Eles são os modelos *Mohr-Coulomb*, *Soft Soil* e *Soft Soil Creep*.

2.6.1. Modelo Morh-Coulomb (MC)

O modelo *Mohr-Coulomb* (MC) tem comportamento elástico perfeitamente plástico, porque o material comporta-se como linear elástico até atingir a ruptura, não havendo a ocorrência de endurecimento devido ao fluxo plástico, ou seja, a superfície de plastificação é fixa. O modelo é definido por cinco parâmetros: E (Módulo de Young) e ν (coeficiente de Poisson) para comportamento elástico; ϕ (ângulo de atrito) e c (coesão) para comportamento plástico e ψ (ângulo de dilatância) para dilatância. A relação tensão - deformação é mostrada na Figura 2.26 e a superfície de plastificação na Figura 2.27.

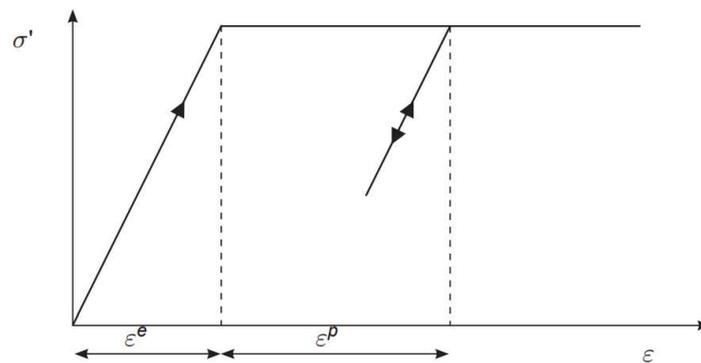


Figura 2.26 Modelo elasto-plástico perfeito (Bentley, 2021).

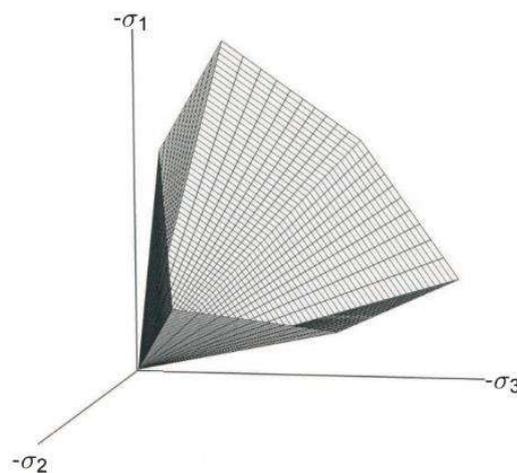


Figura 2.27 Superfície de plastificação ($c = 0$) (Bentley, 2021).

O critério de ruptura em duas dimensões apresenta-se pela envoltória linear que une os círculos de Mohr e que reproduzem a ruptura. A relação da envoltória é expressa mediante a seguinte equação:

$$\tau = \sigma \cdot \tan\phi + c \quad (2.16)$$

onde: τ é a tensão cisalhante, σ é a tensão normal, ϕ é o ângulo da envoltória da ruptura e c é a interseção da linha de envoltória com o eixo da tensão cisalhante, coesão.

O critério de ruptura de MC em três dimensões é apresentado nas seguintes equações:

$$\pm \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} = \left[\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right] \sin\phi + c \cdot \cos\phi \quad (2.17)$$

$$\pm \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{2} = \left[\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right] \sin\phi + c \cdot \cos\phi \quad (2.18)$$

$$\pm \frac{\sigma_3 - \sigma_1}{2} = \left[\frac{\sigma_3 + \sigma_1}{2} \right] \sin\phi + c \cdot \cos\phi \quad (2.19)$$

onde: σ_1 é a tensão principal maior, σ_2 é a tensão principal intermediária e σ_3 é a tensão principal menor.

2.6.2. Modelo *Soft Soil* (SS)

O modelo *Soft Soil* (SS) foi desenvolvido pelos pesquisadores da Universidade do Delft, na Holanda, para o *software* Plaxis. O modelo é baseado no modelo *Cam-Clay*, adequado para materiais que apresentam alto grau de compressibilidade, como argilas normalmente consolidadas, sedimentos argilosos e turfa. Com base nessa característica, o modelo considera o endurecimento volumétrico e o critério de ruptura é baseado na superfície de plastificação de MC.

O modelo considera que existe uma relação logarítmica entre os incrementos das deformações volumétricas e a tensão efetiva média. A compressão virgem pode ser formulada como:

$$\varepsilon_v^e - \varepsilon_v^o = -\lambda^* \cdot \left(\frac{p' + c \cdot \cot\phi}{p^o + c \cdot \cot\phi} \right) \quad (2.20)$$

Em relação à descarga-recarga isotrópica, a trajetória pode ser definida em termos do índice de recompressão modificado da seguinte forma:

$$\varepsilon_v^e - \varepsilon_v^{eo} = -\kappa^* \cdot \left(\frac{p' + c \cdot \cot\phi}{p^o + c \cdot \cot\phi} \right) \quad (2.21)$$

A função de plastificação do modelo SS é definida como a diferença entre uma função do estado de tensão e a tensão de pré-adensamento:

$$f = \bar{f} - p_p \quad (2.22)$$

Onde:

$$\bar{f} = \frac{\tilde{q}^2}{(M^*)^2 \cdot (p' + c \cdot \cot \varphi)} + p' \quad (2.23)$$

Onde \tilde{q} é a quantidade de tensão desviadora, semelhante à superfície de plastificação do modelo *Hardening Soil* e M^* é a inclinação da função de plastificação ($f = 0$), que determina a altura da elipse.

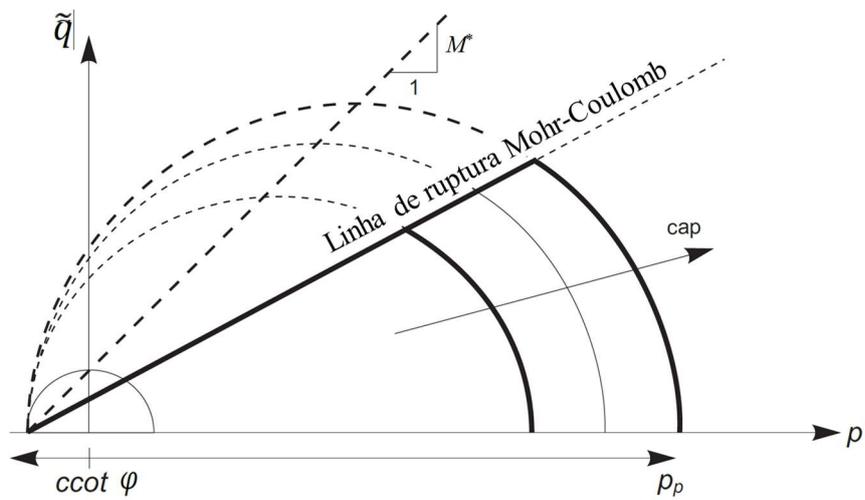


Figura 2.28 Superfície de plastificação no espaço 2D (Bentley, 2021).

O parâmetro M^* é determinado baseado no coeficiente de tensão horizontal normalmente adensada, K_0^{nc} (Brinkgreve, 1994):

$$M^* = 3 \sqrt{\frac{(1-K_0^{nc})^2}{(1+2K_0^{nc})^2} + \frac{(1-K_0^{nc})(1-2\nu_{ur})(\lambda^*/\kappa^*-1)}{(1+2K_0^{nc})(1-2\nu_{ur})\lambda^*/\kappa^* - (1-K_0^{nc})(1+\nu_{ur})}} \quad (2.24)$$

Os parâmetros do modelo SS incluem o índice de compressão e expansão, os quais são típicos para solos moles, bem como os parâmetros de ruptura de *Morh-Coulomb*. No total, o modelo SS requer os seguintes parâmetros:

Tabela 2.5 Parâmetros do modelo SS (Bentley, 2021)

Parâmetros básicos;		
λ^*	Índice de compressão modificado	[-]
κ^*	Índice de recompressão modificado	[-]

c'	Coesão efetiva	[kN/m ²]
ϕ'	Ângulo de atrito	[°]
ψ	Ângulo de dilatância	[°]
Parâmetros avançados;		
ν_{ur}	Coefficiente de Poisson para descarga/recarga	[-]
K_0^{nc}	Coefficiente de tensão horizontal normalmente adensada	[-]
M^*	Parâmetro relacionado com K_0^{nc}	[-]

2.6.3. Modelo *Soft Soil Creep* (SSC)

O Modelo SSC é uma extensão do modelo SS, que inclui o efeito do tempo e a ocorrência de fluência. O modelo pode ser usado para simular o comportamento dependente do tempo de solos moles.

Buisman (1936) foi provavelmente o primeiro a propor uma lei constitutiva para a fluência após observar que os deslocamentos de solo mole não podem ser totalmente explicados pela teoria de adensamento clássica. Butterfield (1979) propõe uma equação de fluência a partir da seguinte fórmula:

$$\varepsilon^H = \varepsilon_c^H + \mu^* \cdot \ln\left(\frac{\tau_c + t'}{\tau_c}\right) \quad (2.25)$$

A deformação durante o adensamento é dada pela expressão ε_c^H . O índice de fluência modificado μ^* descreve a compressão secundária por incremento de tempo logarítmico. O tempo τ_c não é o tempo de adensamento t_c . O tempo t' é o tempo efetivo de fluência. Portanto, pode-se incluir a parte de adensamento secundário e combinar as Eqs. (2.20) e (2.21) para obter a deformação volumétrica total tal como abaixo:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_v^e + \varepsilon_v^{cr} = \varepsilon_{vc}^e + \varepsilon_{vc}^{cr} + \varepsilon_{vac}^{cr} \quad (2.26)$$

$$\varepsilon_v = \kappa^* \ln\left(\frac{p'}{p_0}\right) + (\lambda^* - \kappa^*) \ln\left(\frac{p'_{pc}}{p_{p0}}\right) + \mu^* \ln\left(\frac{\tau_c + t'}{\tau_c}\right) \quad (2.27)$$

A Figura 2.29 mostra a relação logarítmica entre a deformação volumétrica e a tensão média, incluindo a fluência.

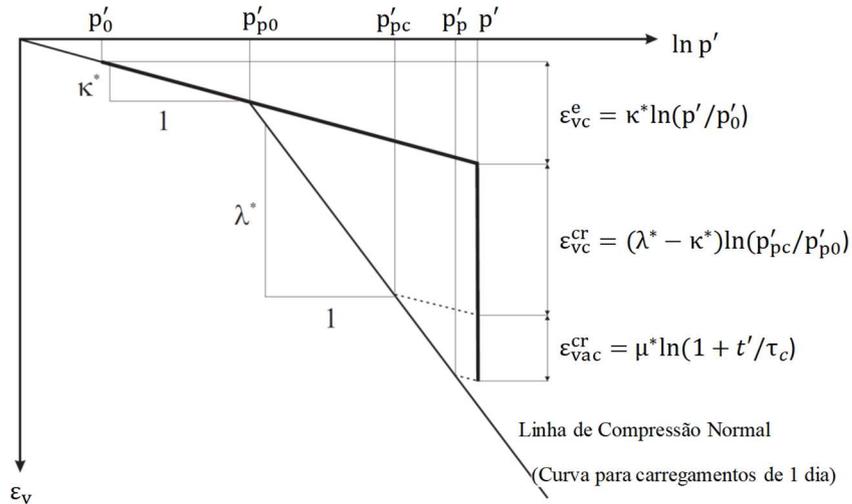


Figura 2.29 Relação logarítmica entre a deformação volumétrica e a tensão média (Neher *et al.*, 2000).

Os parâmetros do modelo SSC, além dos parâmetros do modelo SS, incluem o índice de fluência modificado, conforme apresentados na Tabela 2.6.

Tabela 2.6 Parâmetros do modelo SSC (Bentley, 2021).

Parâmetros de ruptura de Morh-Coulomb;		
c'	Coesão efetiva	[kN/m ²]
ϕ'	Ângulo de atrito	[°]
ψ	Ângulo de dilatância	[°]
Parâmetros básicos;		
λ^*	Índice de compressão modificado	[-]
κ^*	Índice de recompressão modificado	[-]
μ^*	Índice de fluência modificado	[-]
Parâmetros avançados;		
ν_{ur}	Coefficiente de Poisson para descarga/recarga	[-]
K_0^{nc}	Coefficiente de tensão horizontal normalmente adensada	[-]
M^*	Parâmetro relacionado com K_0^{nc}	[-]

Os índices modificados de compressão, expansão e fluência são obtidos a partir das seguintes relações de parâmetros do Cam-Clay e dos parâmetros padronizados internacionalmente.

Relações com parâmetros do Cam-Clay:

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e} \quad (2.28)$$

$$\kappa^* = \frac{\kappa}{1+e} \quad (2.29)$$

Relações com parâmetros padronizados:

$$\lambda^* = \frac{C_c}{2,3(1+e)} \quad (2.30)$$

$$\kappa^* \approx \frac{2}{2,3} \frac{C_s}{(1+e)} \quad (2.31)$$

$$\mu^* \approx \frac{1}{2,3} \frac{C_\alpha}{(1+e)} \quad (2.32)$$

onde: C_c é o coeficiente de compressão, C_s o coeficiente de recompressão e C_α a taxa de adensamento secundário.

Vermeer e Neher (1999), apresentaram um estudo de validação do modelo *Soft Soil Creep* mediante ensaio triaxial tipo CU com dados disponibilizados por Vaid e Campanella (1977) desenvolvidos em argila Haney com diferentes velocidades de deformação e tensão confinante constante. Os parâmetros do material utilizados formam os descritos na Tabela 2.7.

Tabela 2.7 Propriedades do material (Vermeer e Neher, 1999).

Material	c' (kN/m ²)	ϕ' (°)	ψ (°)	λ^*	κ^*	μ^*	v_{ur}
Argila Haney	0	32	0	0,105	0,016	0,004	0,25

Na Figura 2.30 apresenta-se os resultados dos ensaios para diferentes velocidades de deformação ($\dot{\epsilon} = 0,00094, 0,15$ e $1,10$ %/min) e as curvas calculadas para o modelo SSC. Observa-se que o modelo constitutivo descreve o comportamento tensão – deformação com aproximação razoável as curvas experimentais.

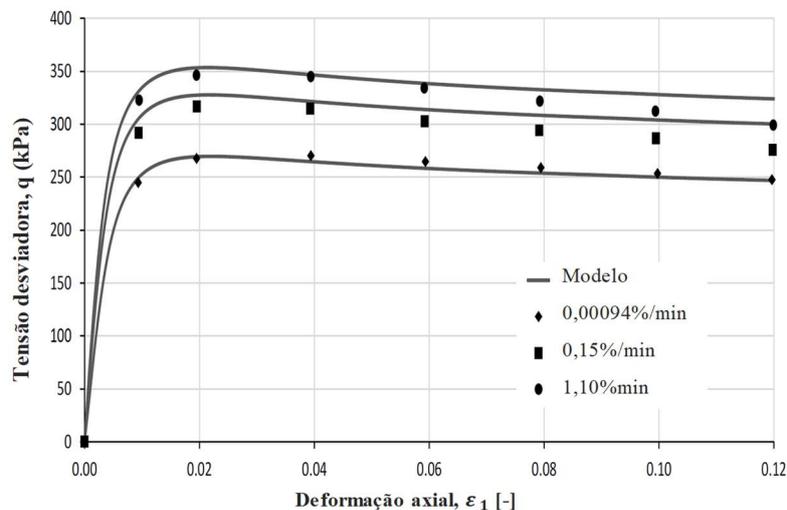


Figura 2.30 Ensaios triaxiais com diferentes velocidades de deformação (Vermeer e Neher, 1999).

Nos ensaios desenvolvidos, a tensão desviadora na ruptura (q_{max}) aumenta com o aumento da velocidade de deformação axial ($\dot{\epsilon}_1$), embora haja um limite para ensaio muito lento e muito rápido entre a tensão desviadora. A Figura 2.31 ilustra esquematicamente a trajetória de tensões efetivas dos ensaios triaxiais tipo CU, sob velocidades de deformação lenta (trajetória S) e rápida (trajetória F).

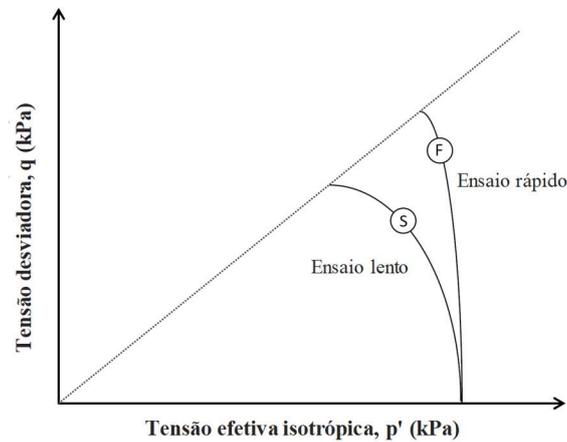


Figura 2.31 Influência da velocidade de deformação na trajetória de tensões (Vermeer e Neher, 1999).

Zhen e Karstunen (2011) também apresentaram resultados dos ensaios triaxiais não drenados desenvolvidos em argila de Haney a uma velocidade de deformação constante variando de 0,0001 a 10%/min (Figura 2.32). Nesta Figura pode-se observar a influência da velocidade de deformação na tensão desviadora na ruptura (q_{max}) em duas fases: para os ensaios com velocidades lentas, a resistência converge para um valor de resistência ao cisalhamento constante que representa a resistência a longo prazo do material, enquanto para os ensaios com velocidades de deformação de nível médio, a influência pode ser representado por uma relação linear entre a tensão desviadora e a velocidade de deformação em escala logarítmica.

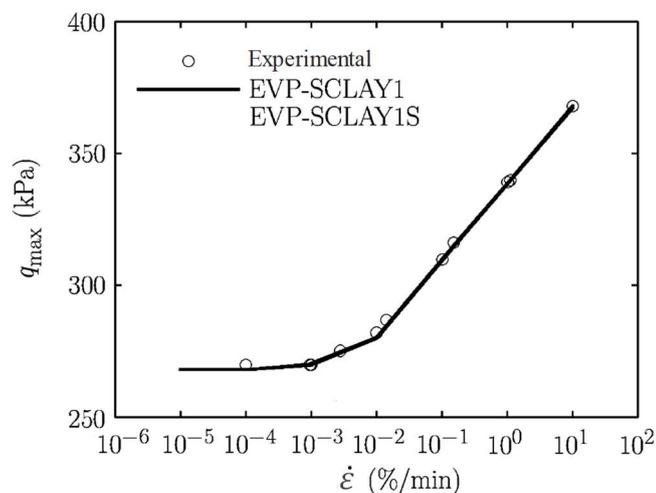


Figura 2.32 Influência da velocidade de deformação na tensão desviadora (Zhen e Karstunen, 2011).

3. MATERIAIS E MÉTODOS

No presente capítulo é descrito o estudo de caso considerando as características geotécnicas da argila lacustre da Cidade do México e os problemas identificados durante a construção do túnel, principalmente as convergências medidas no sistema de suporte primário. Posteriormente, é apresentada a metodologia a seguir na modelagem numérica, que inclui a definição da estratigrafia, calibração dos modelos constitutivos, propriedades da tuneladora, dimensões e condições de contorno do modelo e etapas de análise.

3.1. ESTUDO DE CASO

3.1.1. Localização

O *Túnel Emisor Oriente* (TEO) está localizado ao nordeste da Cidade do México, passando pelo Distrito Federal e pelos estados do México e Hidalgo. O túnel começa na intersecção da Av. Gran Canal e Río dos Remedios; corre quase paralelamente à margem esquerda do Grande Canal na direção nordeste por cerca de 10 km; muda de direção para Noroeste, ao longo da margem direita do Grande Canal, e atravessa os municípios de Ecatepec, Coacalco e Tultepec, ao longo de mais 20 km. Deste ponto, separa-se do Grande Canal, passa a oeste da Laguna de Zumpango e atravessa os municípios de Teoloyucan e Huehuetoca por mais 20 km; depois segue pela margem direita do Tajo de Nochistongo, atravessa o município de Melchor Ocampo e chega ao Portal de Saída no Ejido de Conejos, no Estado de Hidalgo.

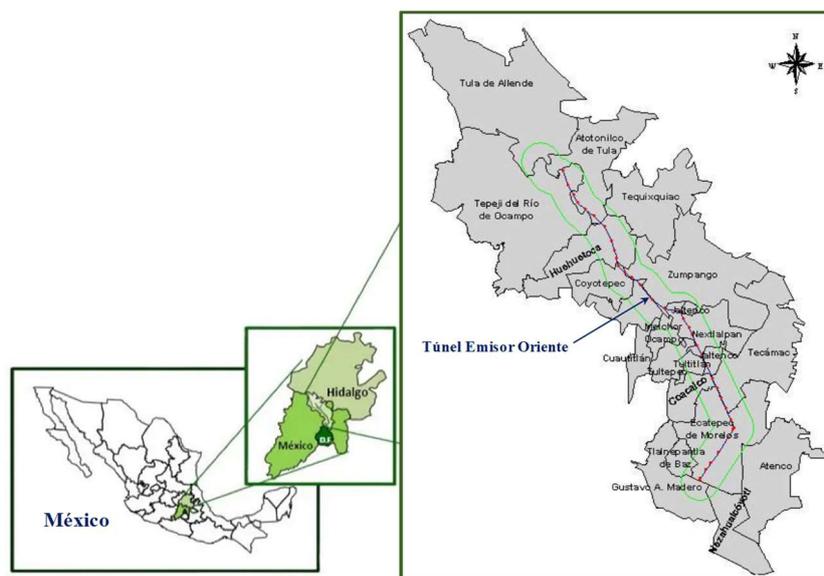


Figura 3.1 Localização do Túnel Emisor Oriente (Modificado de CONAGUA, 2018).

O TEO tem uma extensão aproximada de 62 km. Ao longo da sua construção e posterior operação, foi auxiliado por 24 poços e um portal de saída. Para a sua construção, o TEO foi dividido em seis trechos:

- Trecho 1 do poço 00 (km 0+000) ao poço 05 (km 10+053);
- Trecho 2 do poço 05 (km 10+053) ao poço 10 (km 21+635,101);
- Trecho 3 do poço 10 (km 21+635,101) ao poço 13 (km 30+793,443);
- Trecho 4 do poço 13 (km 30+793,443) ao poço 17 (km 40+994,886);
- Trecho 5 do poço 17 (km 40+994,886) ao poço 20 (km 49+631,757);
- Trecho 6 do poço 20 (km 49+631,757) ao portal de saída (km 61+802,948).

Devido às condições geotécnicas e hidráulicas que ocorrem no local, o túnel foi constituído por duas seções de sistema de suporte: a primeira seção, denominada sistema de suporte primário, é constituída por segmentos de concreto pré-moldado; e a segunda seção é o suporte final constituído por concreto armado moldado *in situ*. A primeira seção de suporte é composta por um anel dividido em seis segmentos, mais um segmento de fechamento. A espessura desses segmentos é de 35 cm. Essa seção se aplica aos trechos 1 e 2 (Figura 3.2).

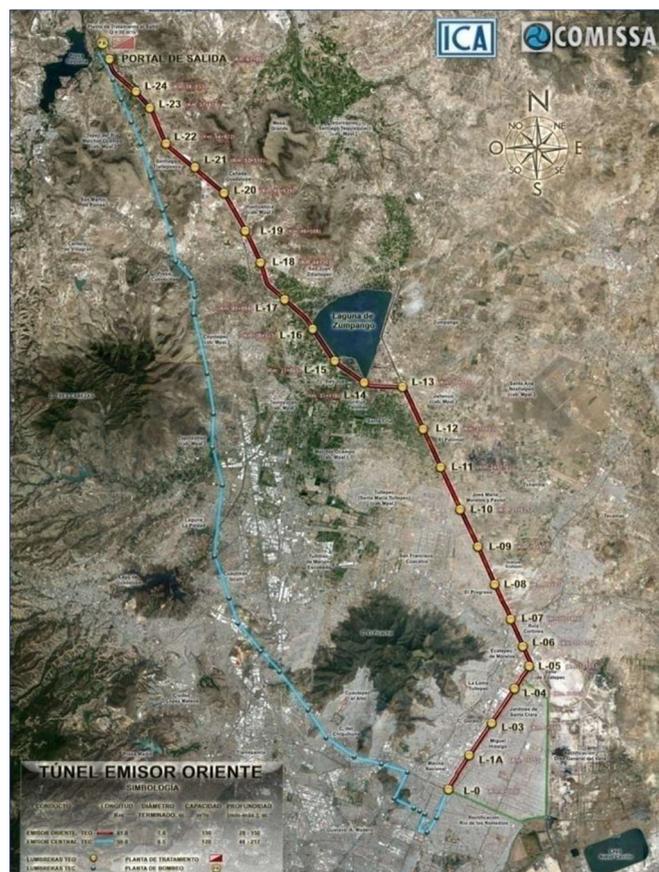


Figura 3.2 Traçado do Túnel Emisor Oriente (COMISSA, 2011).

3.1.2. Propriedades e geometria do túnel

Para a escavação do TEO foram utilizados seis tuneladoras do tipo EPB. A Figura 3.3 ilustra a tuneladora EPB-Shield S-497, da marca *Herrenknecht*, utilizada no trecho de interesse do presente estudo. A tuneladora EPB tem uma cabeça de corte aproximada de 8,70 m de diâmetro e um escudo com comprimento de 9 m. O escudo apresenta uma conicidade de 0,5% do diâmetro e o peso do escudo, incluído a cabeça de corte, foram estimados em aproximadamente 3.300 kN (Ríos, 2009).



Figura 3.3 Tuneladora tipo TBM-EPB do Túnel Emisor Oriente (Breuning, 2012).

A estrutura principal que integra o projeto do TEO tem o diâmetro terminado de 7 m (Figura 3.4). O túnel foi escavado com escudos de 8,7 m de diâmetro aproximado, utilizando concreto pré-moldado como sistema de suporte primário e suporte definitivo de concreto reforçado moldado *in situ*. A escavação e construção do túnel foi com avanço de 1,5 m, ou seja, após a escavação de 1,5 m de túnel, foi instalado o sistema de suporte primário composto de concreto pré-moldado. A velocidade de avanço, foi determinada de acordo com registros de campo: velocidade máxima de 31 m/dia, média de 23 m/dia e mínima de 20 m/dia.

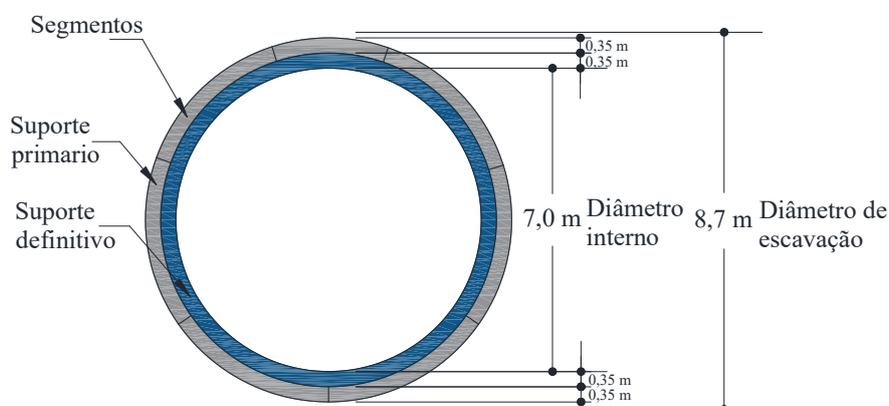


Figura 3.4 Características geométricas do túnel (Modificado de Aguilar *et al.*, 2012).

As propriedades do sistema de suporte primário e definitivo do túnel utilizadas no projeto TEO estão detalhadas na Tabela 3.1. As descrições das etapas correspondem aos descritos na Tabela 2.3 Etapas de análise numérica (Rodriguez *et al.*, 2012).

Tabela 3.1 Propriedades consideradas para o sistema de suporte (Rodriguez *et al.*, 2012)

Etapa	Suporte	Tipo de elemento	f'_c MPa	α	F_R	E MPa	e cm	EA MN/m	EI MNm ² /m
1 e 2	Primário	Cluster	35	0,2	1,00	5.206	0,35	-	-
3 e 4	Primário	Cluster	35	0,2	0,57	2.967	0,35	-	-
	Definitivo	Plate	50	1,0	0,57	17.152	0,35	6.003	61,3

α = fator de redução da rigidez do anel, f'_c = resistência a compressão simples

F_R = fator de redução por fluxo plástico, E = Módulo de Young $E = \alpha(4.400\sqrt{f'_c})[MPa]$

e = espessura, I = módulo de inércia

Segundo Rodriguez *et al.* (2012), com a finalidade de considerar o efeito das juntas dos segmentos, foi utilizado o denominado parâmetro de redução de rigidez do anel (α), estimado a partir de um procedimento iterativo, que consiste em: fazer a variação da magnitude do parâmetro até que as convergências obtidas no modelo geotécnico sejam iguais ao modelo estrutural. Para o caso de análise bidimensional, o estado plano de deformações obteve um valor de $\alpha = 0,2$. O referido modelo estrutural considera: a rigidez rotacional das juntas longitudinais do sistema de suporte primário em função da geometria da junta, da força axial atuante e da rigidez do concreto; e a rigidez adicional que é gerada pela sobreposição das juntas do anel.

De acordo com Aguilar *et al.* (2012), em solos argilosos e com cobertura de 28 e 40 m, observou-se que o valor da rigidez na flexão utilizado na modelagem para considerar as juntas entre segmentos varia entre 10 e 15%. Ainda segundo Auvinet *et al.* (2017), na modelagem de túneis é comum aceitar que os anéis de segmentos tenham uma rigidez igual a uma fração da rigidez da flexão de um anel contínuo da mesma espessura, sendo aceitos valores de 0,2 a 0,3. No entanto, também há evidências de que o valor desse parâmetro não é independente do estado de tensões ao redor do túnel e que tende a diminuir drasticamente quando há uma tensão desvio significativa.

3.1.3. Aspectos geológicos

O Túnel Emisor Oriente foi construído no sul e centro em depósitos lacustres quaternários da planície norte da Bacia do México. O TEO atravessa argilas moles, depósitos lacustres,

depósitos heterogêneos de origem vulcânica e rochas vulcânicas no portal de saída. No total, o túnel atravessa seis formações geológicas:

- Formação lacustre do quaternário superior da bacia do México (km 0+000 a 21+140);
- Formação basáltica: lavas, cinzas basálticas do Quaternário da bacia do México e lavas do flanco norte da serra de Nochistongo (km 21+140 a 30+300);
- Formação de solos sublacustres (km 30+300 a 38+000);
- Formação de leques aluviais do Plioceno da serra de Nochistongo (km 38+000 a 40+350);
- Formação vulcânica de Huehuetoca do Plioceno superior (km 40+350 a 46+000);
- Formação Taximay do Plioceno médio (km 46+000 ao portal de saída).

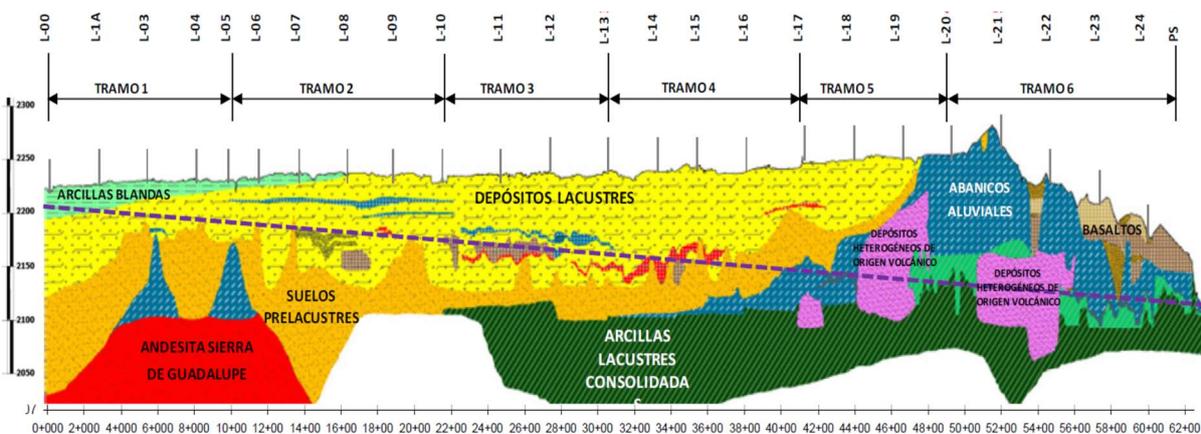


Figura 3.5 Seção geológica do Túnel Emisor Oriente (Mooser, 2010).

3.1.4. Aspectos geotécnicos

O trecho de estudo será desde L-0 a L-1A (Figura 3.6), a estratigrafia está formada principalmente por: crosta superficial (camada CS) formada por depósitos aluviais recentes e por aterros artificiais, com espessuras de 0 a 3 m; argilas e siltes de alta compressibilidade (camada B.) com grande quantidade de microfósseis e espessuras de 22 a 24 m; intercalações de siltes e siltes arenosos carbonatados (camada C), com espessuras de 1,5 a 2,5 m; argilas e siltes de alta a meia compressibilidade (camada D), com espessuras de 9,5 a 13,5 m; intercalações de siltes e siltes arenosos de consistência dura (camada E), com espessuras de 5 a 7,5 m; argilas e siltes de meia a baixa compressibilidade (camada F), com lentes de cinza vulcânica até a profundidade de sondagem.

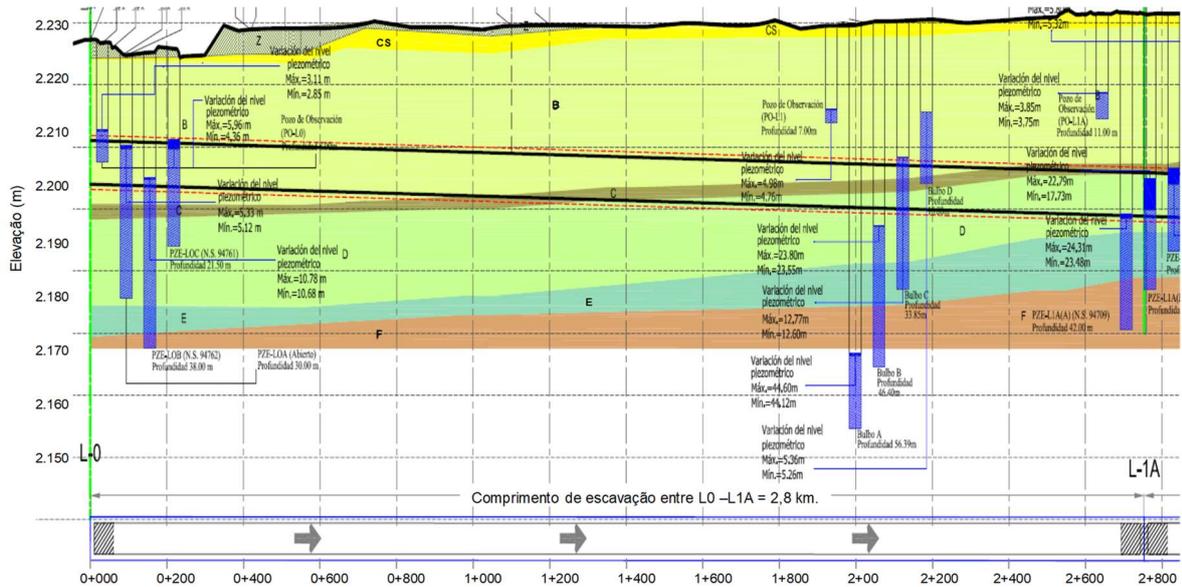


Figura 3.6 Modelo geotécnico do trecho L-0 a L-1A (COMISSA, 2011).

O modelo geotécnico considera a classificação anterior e os perfis de teor de umidade das diferentes sondagens realizadas no trecho de estudo (Figura 3.7). Nessa figura é possível observar que os teores de umidade das camadas de argila atingem valores até 400%, considerando-as como argilas de alta compressibilidade.

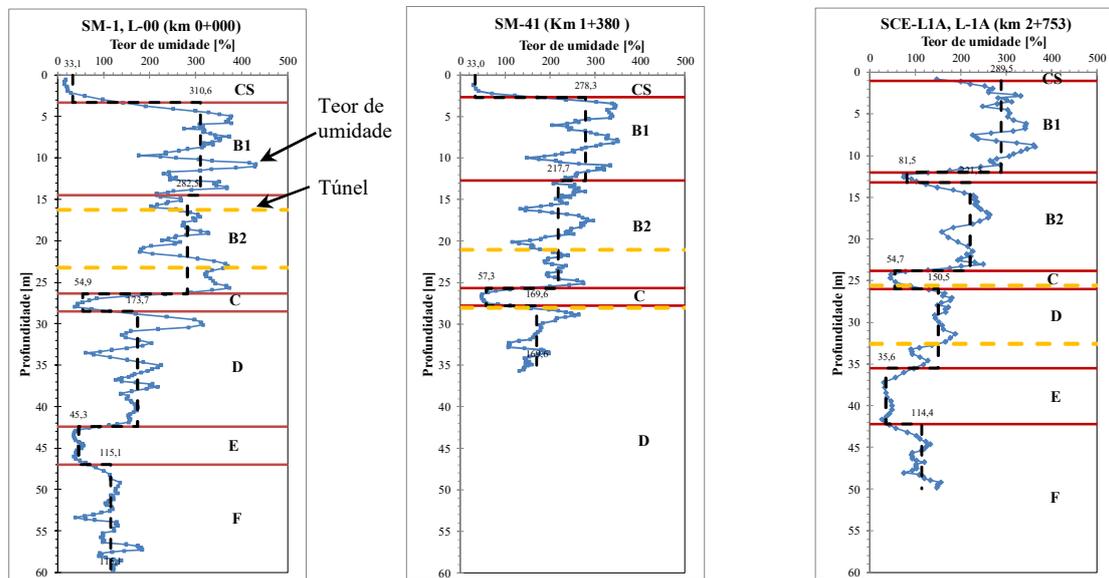


Figura 3.7 Perfis de teor de umidade do solo (COMISSA, 2011).

As propriedades de compressibilidade dos solos argilosos, como aqueles que compõem os estratos B, D e F, foram determinadas a partir de ensaios de adensamento unidimensional.

É possível identificar a correlação que existe entre os índices de compressão e expansão (Figuras 3.8 e 3.9) com o teor de umidade das amostras. Com as correlações e com os perfis é

possível efetuar estimativa dos índices de compressibilidade médios para cada uma das camadas argilosas.

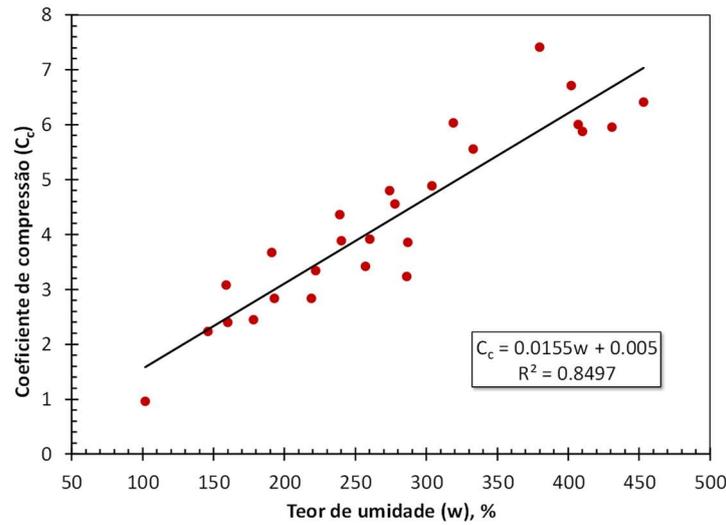


Figura 3.8 Variação do coeficiente de compressão com o teor de umidade (Rodriguez *et al.*, 2012).

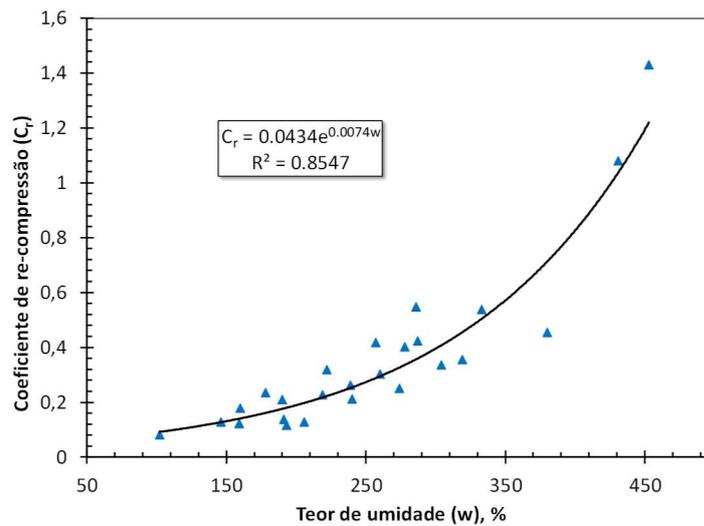


Figura 3.9 Variação do coeficiente de recompressão com o teor de umidade (Rodriguez *et al.*, 2012).

A Tabela 3.2 resume os valores médios das propriedades de compressibilidade e resistência das camadas consideradas representativas no trecho de estudo.

Tabela 3.2 Propriedades de compressibilidade e resistência (Rodriguez *et al.*, 2012)

Camada	Profundidade m		w %	γ kN/m ³	Tipo de modelo	e _o	κ^*	λ^*	OCR	v'ou v _{ur}	E' MPa	c' kPa	ϕ'_o	K _o =K _o nc	k _x =k _y m/dia
	de	a													
C.S.	0	2	33	14,0	MC	---	---	---	---	0,30	5	20	40	1,00	1,00E-02
B ₁	2	14	293	11,3	SS	6,6	0,043	0,260	1,00	0,30	---	0	35	0,43	1,00E-05
B ₂	14	26	241	11,6	SS	5,5	0,035	0,250	1,00	0,30	---	0	35	0,43	1,00E-05

C	26	28	56	15,0	MC	---	---	---	---	0,33	20	100	30	0,50	1,00E-01
D	28	38	165	12,0	SS	3,9	0,026	0,227	1,00	0,30	---	0	35	0,43	1,00E-05
E	38	44,5	40	16,0	MC	---	---	---	---	0,33	25	100	30	0,50	1,00E-01
F	44,5	60	115	13,2	SS	2,9	0,023	0,201	1,00	0,15	---	0	35	0,43	1,00E-04

3.1.5. Condições iniciais

As pressões piezométricas iniciais foram determinadas a partir de medições feitas em estações instaladas no trecho de estudo. O perfil de poropressão, considerado representativo do trecho, é apresentado na Figura 3.10. Nessa figura pode-se observar um rebaixamento importante das condições hidrostáticas a partir dos 17 m de profundidade, atingindo um valor de até 400 kPa na profundidade de 56 m. O nível do lençol freático apresenta variações na profundidade de 3 a 5 m.

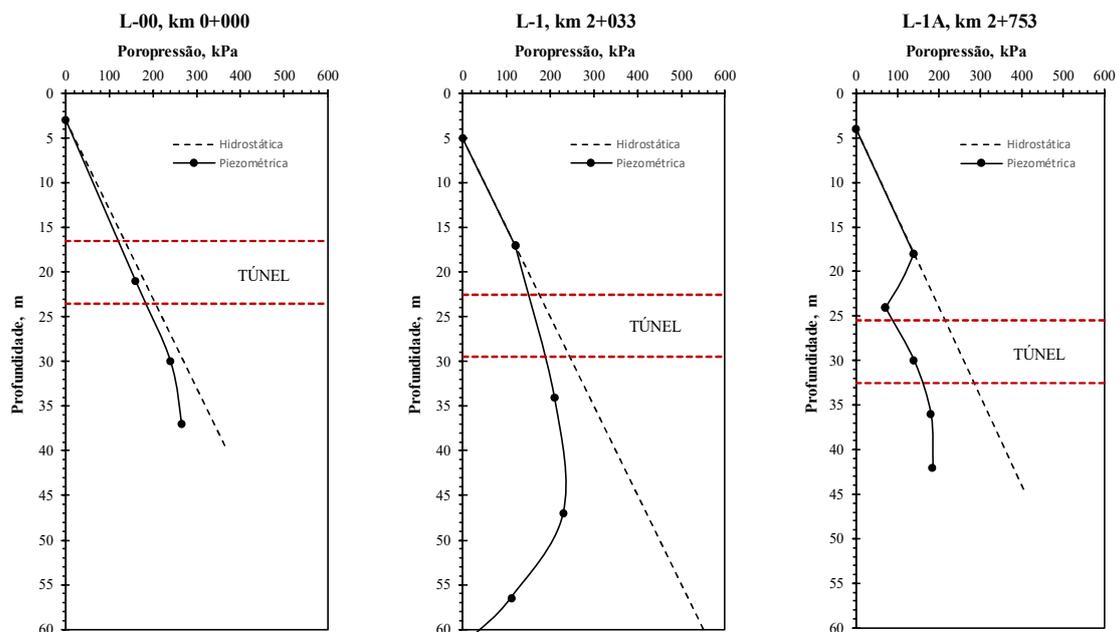


Figura 3.10 Perfis de poropressão para pontos piezométricos (COMISSA, 2011).

Segundo Rodriguez *et al.* (2012), o estado de tensões inicial representativo do trecho foi determinado a partir do produto da espessura de cada camada pelo peso específico efetivo ($\gamma' = \text{peso específico da amostra} - \text{peso específico da água}$), assumindo que o lençol freático está localizado a uma profundidade média de 5 m. A tensão efetiva inicial foi calculada somando à tensão geostática o rebaixamento das poropressões intersticiais da estação L-1 da Figura 3.10. Devido à semelhança que existe entre as tensões efetivas iniciais e as tensões de pré-adensamento, as camadas argilosas são consideradas como normalmente adensadas. Na Figura 3.11 é apresentado o estado inicial de tensões efetivas.

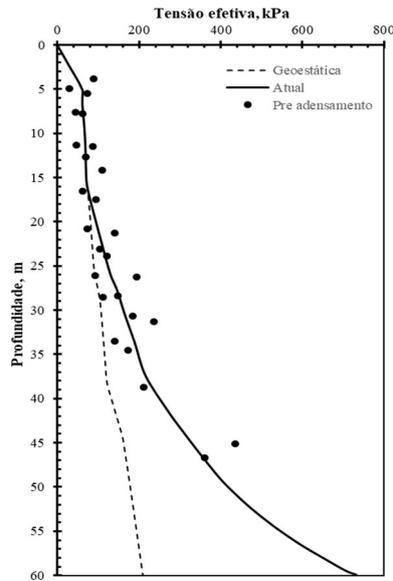


Figura 3.11 Estado inicial de tensões efetivas (Rodriguez *et al.*, 2012).

3.1.6. Deslocamentos medidos durante a escavação

Durante a escavação do TEO foram feitas medições das convergências do sistema de suporte que são apresentados na Figura 3.12. Em alguns trechos, observam-se convergências verticais relativamente altas de até 17 cm, quando o limite, segundo a especificação de projeto, era de 40 mm e, segundo a especificação da Sociedade Britânica de Túneis (BTS, 2004), de 80 mm.

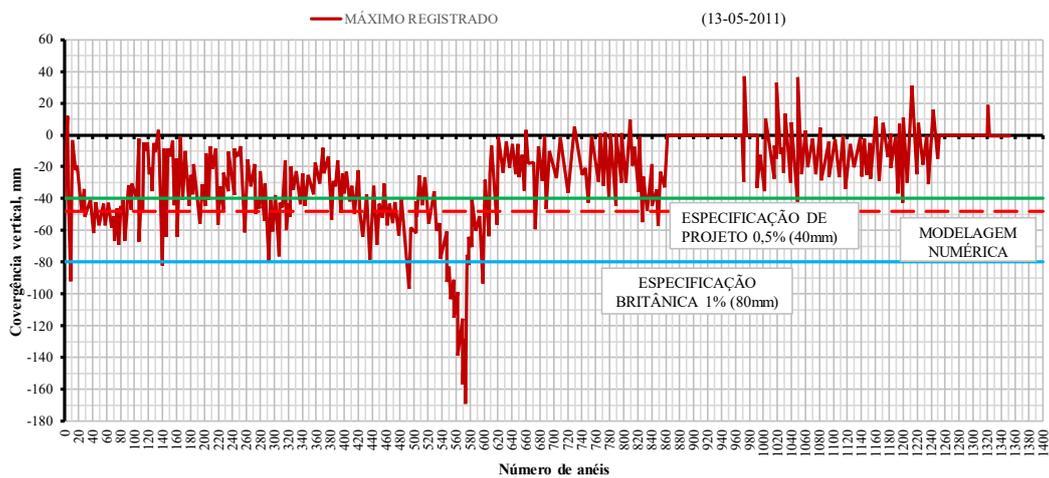


Figura 3.12 Convergências verticais durante a construção do TEO (COMISSA, 2011).

No mesmo trecho foram registradas convergências horizontais que chegam até 14 cm. O registro das convergências horizontais no trecho de interesse é apresentado na Figura 3.13.

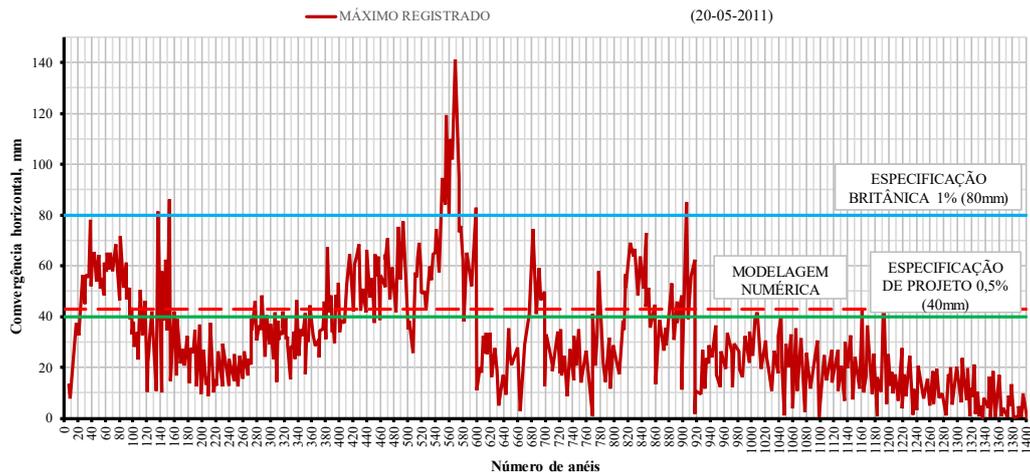


Figura 3.13 Convergências horizontais durante a construção do TEO (COMISSA, 2011).

Aguilar *et al.* (2012) apresentaram os resultados da instrumentação do TEO durante a construção, onde foram observados valores de convergências maiores que os estabelecidos no projeto. Nesse caso, os valores maiores foram associados às deficiências no processo construtivo e diminuição de volume ou pressão da injeção do graute, apresentando valores de entre 4 e 5,5 cm e observando trechos particulares com valores de até 7 cm e valores de recalque superficial de 4,4 a 14,3 cm.

Por outro lado, Hernández (2013) destacou valores medidos de convergências de 4 a 8 cm, com valores picos de até 18 cm e recalques máximos obtidos na medição topográfica superficial de até 40 cm. Nesse caso, o problema foi associado aos anéis de suporte sem acoplamento adequado, diferentes velocidades de avanço de escavação, variações de pressões de suporte de frente de escavação, variações no volume de injeção de graute e variações das condições estratigráficas. As convergências pico foram desenvolvidas principalmente quando o túnel se aproximou da camada dura e permeável que muda as condições de drenagem do túnel.

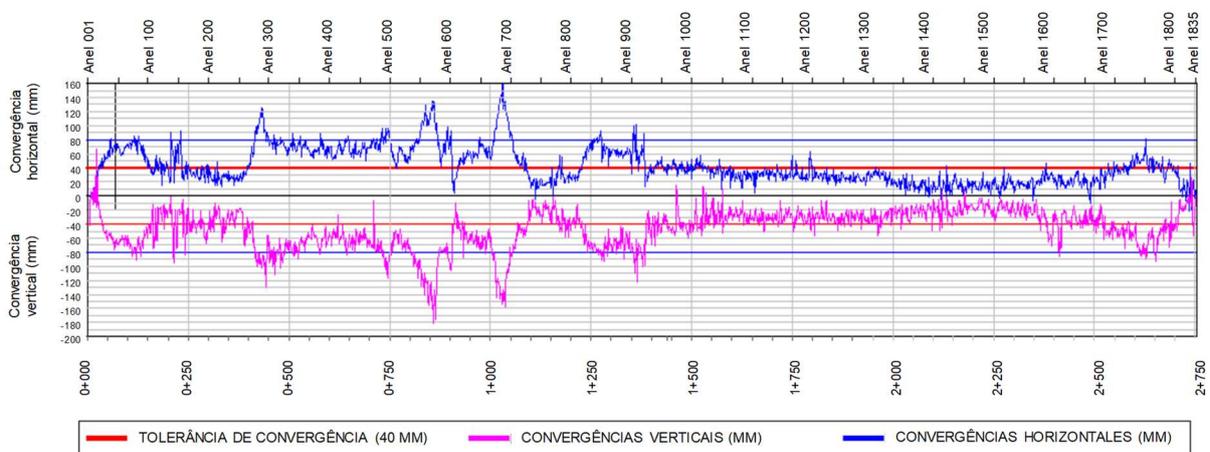


Figura 3.14 Convergências durante a construção do TEO (Hernández, 2013).

3.2. MODELAGEM NUMÉRICA

A modelagem numérica foi realizada no *software* Plaxis 3D V21, comercializada pela Bentley Systems e com licença disponibilizada no Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília. Nesta seção serão descritos os materiais e métodos necessários para a modelagem numérica, desde a definição da estratigrafia do modelo, calibração de modelos constitutivos, até a definição das dimensões e pressões de operação da tuneladora, simulação da TBM-EPB, etapas de análise e seções de medição.

3.2.1. Definição da estratigrafia do modelo

A estratigrafia do modelo foi baseada na estratigrafia do trecho de estudo do TEO (COMISSA, 2011 e Rodriguez *et al.*, 2012). Ela foi simplificada em duas camadas (Figura 3.15): a primeira corresponde à crosta superficial de 3 m, seguida de argila mole típica da cidade do México, limitando-se a uma profundidade de 42 m por uma camada dura e permeável (condição de contorno). O lençol freático foi localizado a uma profundidade de 3 m e o topo do túnel a 21 m (três vezes o diâmetro).

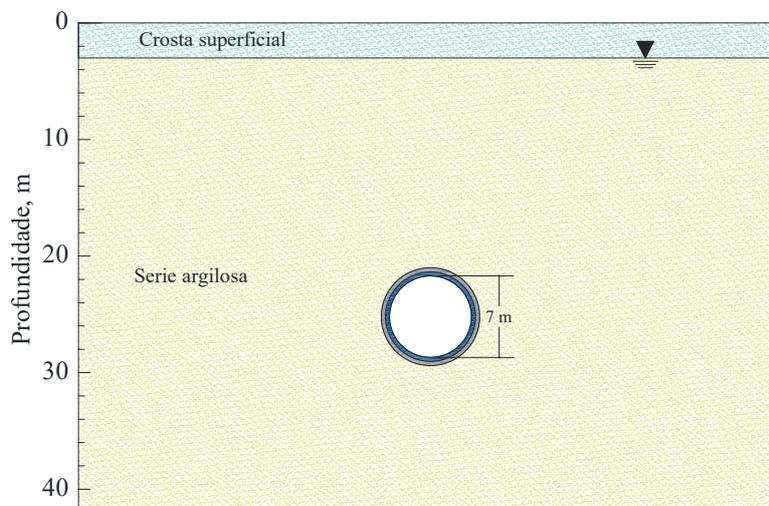


Figura 3.15 Estratigrafia considerada para as análises numéricas.

3.2.2. Modelos constitutivos usados na modelagem

Os modelos constitutivos utilizados são representativos do comportamento dos materiais envolvidos na análise numérica. A adequada seleção dos parâmetros do modelo constitutivo do solo é essencial para fazer boas previsões em aplicações de projetos de geotecnia.

O modelo linear elástico foi utilizado para simular o comportamento dos elementos estruturais do sistema de suporte e do escudo da tuneladora EPB.

O modelo de MC foi utilizado na modelagem da camada de crosta superficial devido a que são materiais com altos níveis de pré-adensamento, e os modelos *Soft Soil (SS)* e *Soft Soil Creep (SSC)* para a camada argilosa.

O modelo SS é utilizado para simular o comportamento de solos moles normalmente adensados ou com baixos níveis de pré-adensamento. Ao contrário do modelo de MC, o SS, entre outras coisas, faz uma distinção entre os parâmetros de carga e descarga do solo e permite considerar a alteração da rigidez do solo em função do nível de tensão. Já o modelo SSC é uma extensão do SS. Além da mesma aplicabilidade, o SSC considera a fluência (*creep*) do solo dependente do tempo. Os parâmetros de resistência e compressibilidade obtidos de ensaios triaxiais do tipo CU e CD (Alberro e Hiriart, 1973) foram ajustados e validados para os modelos SS e SSC.

3.2.2.1. Validação e ajuste de parâmetros para o SS

Os parâmetros foram determinados a partir dos ensaios triaxiais do tipo CU, realizados por Alberro e Hiriart (1973), para diferentes velocidades de deformação de ruptura: $\dot{\epsilon}_1 = 94 \text{ \%}/\text{h}$, $\dot{\epsilon}_2 = 1,88 \text{ \%}/\text{h}$ e $\dot{\epsilon}_3 = 0,045 \text{ \%}/\text{h}$.

Com os valores médios dos parâmetros obtidos dos ensaios de laboratório, foram desenvolvidas as curvas de deformação axial (ϵ_1) *versus* tensão desvio (q), ϵ_1 *versus* excesso de poropressão (Δu) e tensão isotrópica efetiva p' *versus* q (trajetória de tensões).

Para o SS, os parâmetros foram ajustados e validados com os ensaios triaxiais do tipo CU para a velocidade de ruptura média usando o módulo *SoilTest* do Plaxis.

Na Figura 3.16 são ilustradas as trajetórias de tensões para três tensões de confinamento ($\sigma'_3 = 25, 50$ e 100 kPa), sendo que cada uma delas possui três velocidades de aplicação de tensão desvio ($\dot{\epsilon}_1 = 94, 1,88$ e $0,045 \text{ \%}/\text{h}$). Segundo os ensaios, observa-se quanto maior velocidade de deformação, maior é o valor de q na ruptura (q_{\max}), como mostrado nos ensaios realizados por Vermeer & Neher (1999) e Zhen & Karstunen (2011) para as argilas de Haney. A influência da velocidade de deformação não é considerada pelo modelo constitutivo SS. No ajuste dos parâmetros, consegue-se só uma trajetória de tensão para cada tensão confinante, conforme mostrado na Figura 3.17. As trajetórias de tensões apontam que as curvas numéricas obtidas usando o modelo SS se aproximam mais das curvas experimentais para $\dot{\epsilon}_1 = 1,88\%/h$.

As curvas numéricas e experimentais ϵ_1 versus q e ϵ_1 versus Δu são mostradas nas Figuras 3.18 a 3.20.

Na Tabela 3.3 é ressaltado o resumo dos parâmetros validados e ajustados para o modelo SS.

Tabela 3.3 Resumo dos dados calibrados para o modelo SS

Camada	w %	γ kN/m ³	e_o	M	Tipo de modelo	κ^*	λ^*	OCR	v'	c' kPa	ϕ'_o	K_0^{nc}
Serie argilosa	406,7	11,6	10,18	1,72	SS	0,04	0,35	1,00	0,30	0	42	0,48

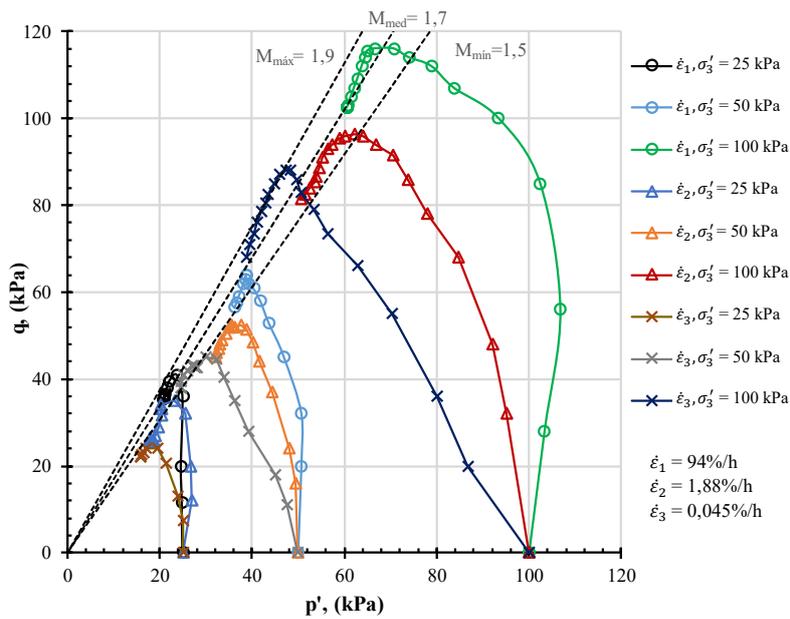


Figura 3.16 Trajetórias de tensões obtidas dos ensaios triaxiais Tipo CU (a partir de Alberro & Hiriart, 1973).

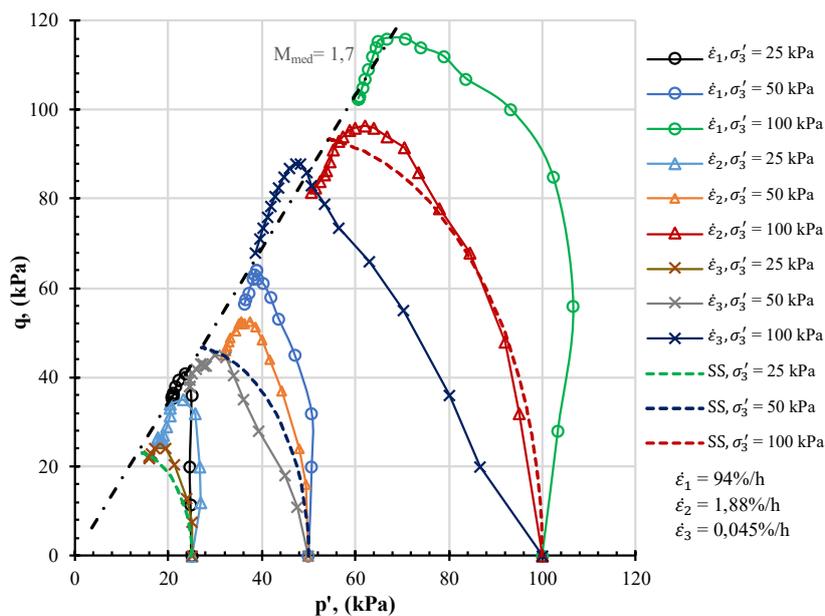


Figura 3.17 Comparação das trajetórias de tensões usando o modelo SS.

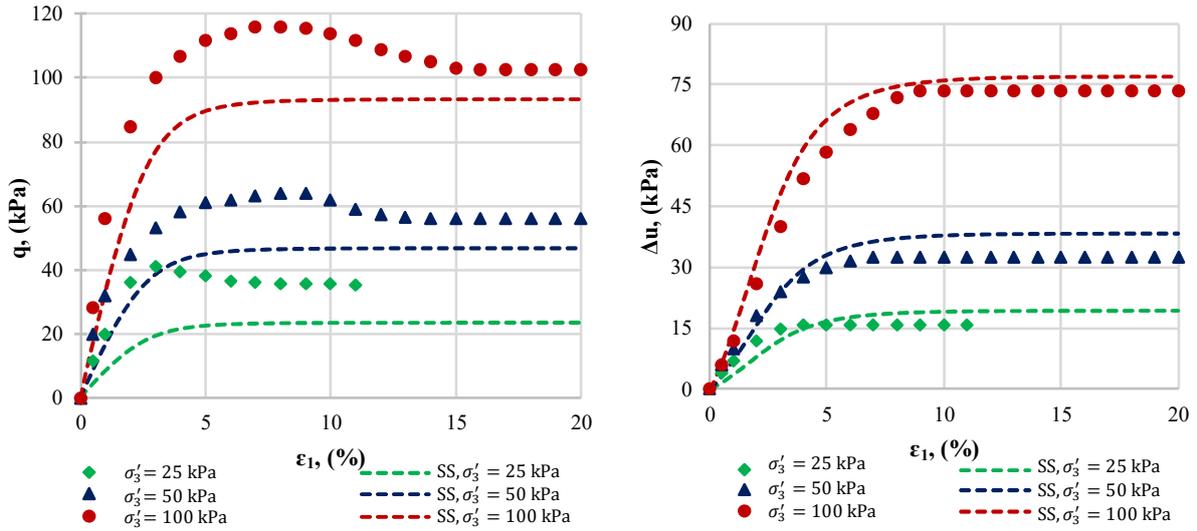


Figura 3.18 Tensão e excesso de poropressão vs deformação axial, $\epsilon_1 = 94\%/h$

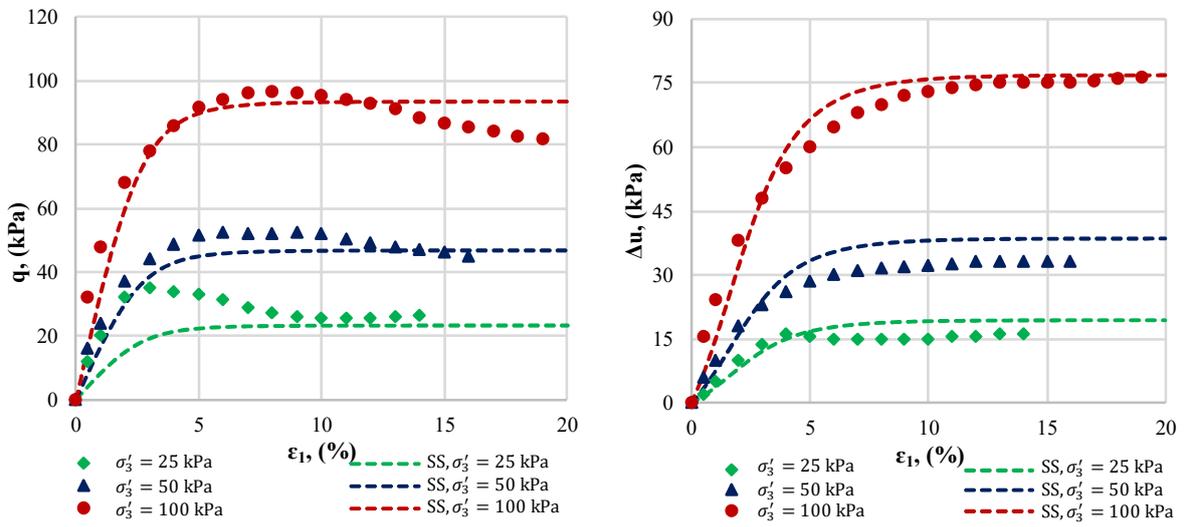


Figura 3.19 Tensão e excesso de poropressão vs deformação axial, $\epsilon_2 = 1,88\%/h$

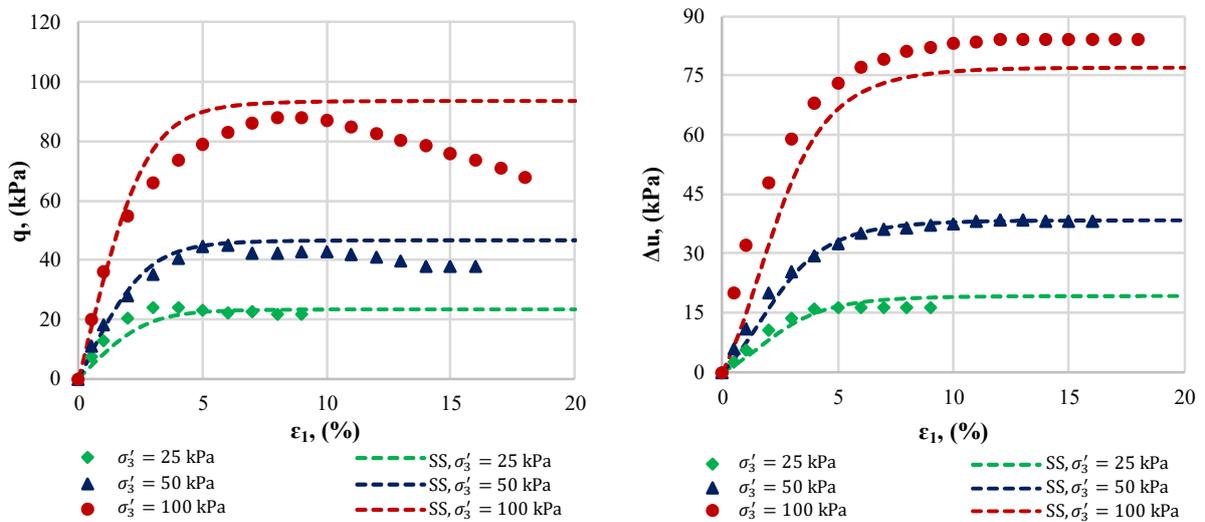


Figura 3.20 Tensão e excesso de poropressão vs deformação axial, $\epsilon_3 = 0,045\%/h$

3.2.2.2. Validação e ajuste de parâmetros para o SSC

Para o SSC, os parâmetros foram ajustados e validados com ensaios triaxiais do tipo CU e CD para diferentes velocidades de aplicação de tensão desviadora. Neste caso a velocidade de aplicação da tensão desviadora foi levada em conta.

A Figura 3.21 apresenta as trajetórias de tensões para cada velocidade de deformação obtidas usando o modelo SSC, se observa a semelhança com as curvas experimentais (Figura 3.16). As curvas numéricas e experimentais ϵ_1 versus q e ϵ_1 versus Δu são ilustradas nas Figuras 3.22 a 3.24, através das quais também é possível observar uma melhor aproximação.

Nas Figuras 3.25 a 3.27 recebem destaque as curvas para as três tensões confinantes. É possível observar que a maior velocidade de deformação, maior é a tensão desviadora na ruptura e para menor velocidade de deformação é gerado um maior acréscimo da poropressão.

Na Tabela 3.4 é apresentado o resumo dos parâmetros validados e ajustados para o modelo SSC.

Tabela 3.4 Resumo dos parâmetros calibrados para o modelo SSC.

Camada	w %	γ kN/m ³	e_o	M	Tipo de modelo	κ^*	λ^*	μ^*	OCR	v'	c' kPa	ϕ'_o	$K_{0,nc}$
Serie argilosa	406,7	11,6	10,18	1,72	SSC	0,04	0,35	0,01	1,00	0,30	0	42	0,48

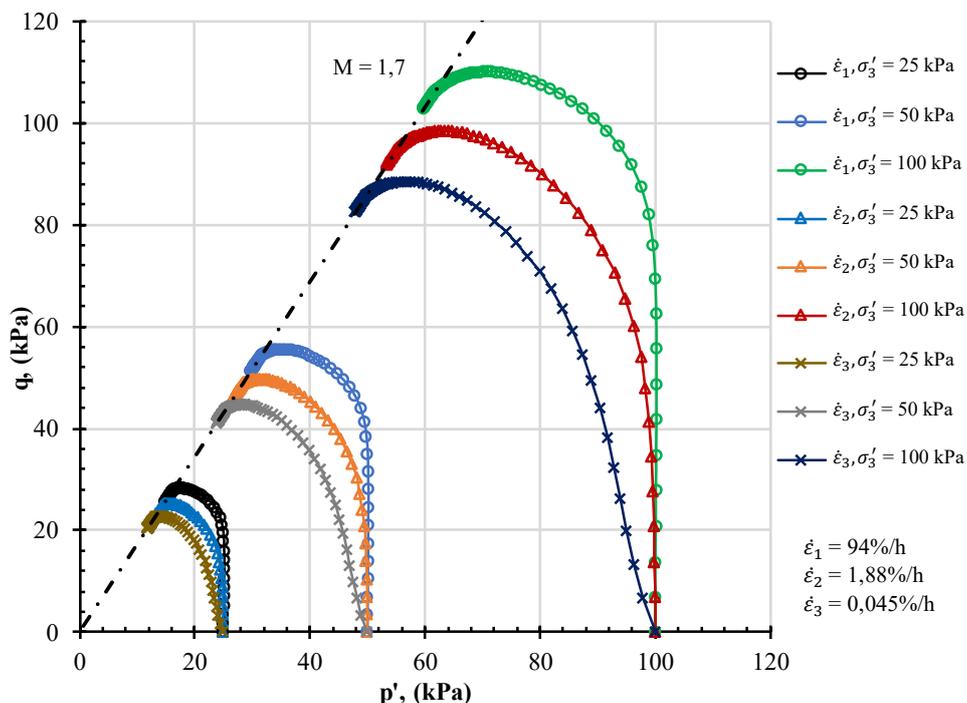


Figura 3.21 Trajetória de tensões obtida no *SoilTest* do Plaxis usando o modelo SSC

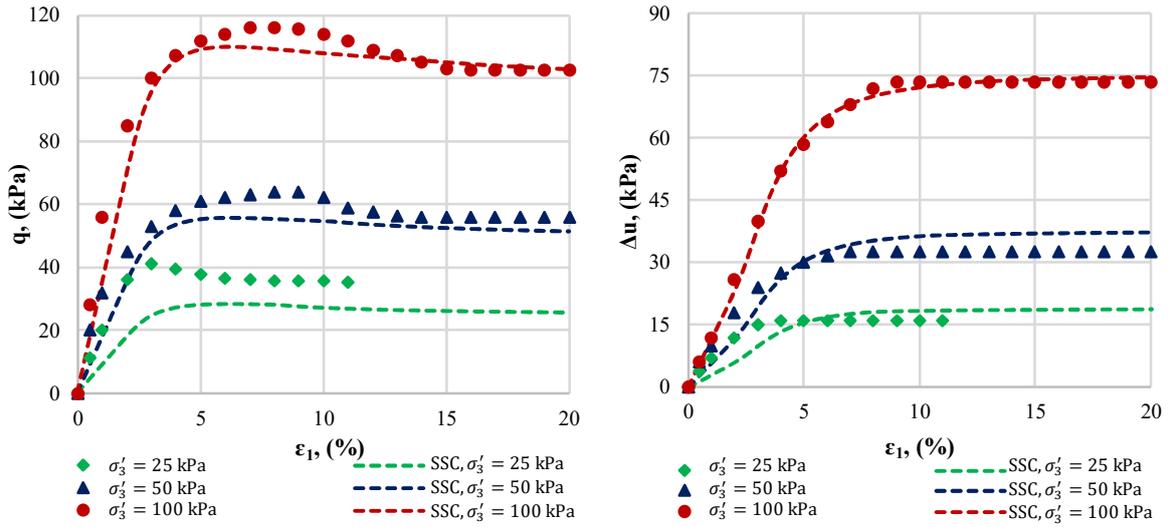


Figura 3.22 Tensão e excesso de poropressão vs deformação axial, $\varepsilon_1 = 94 \%/h$

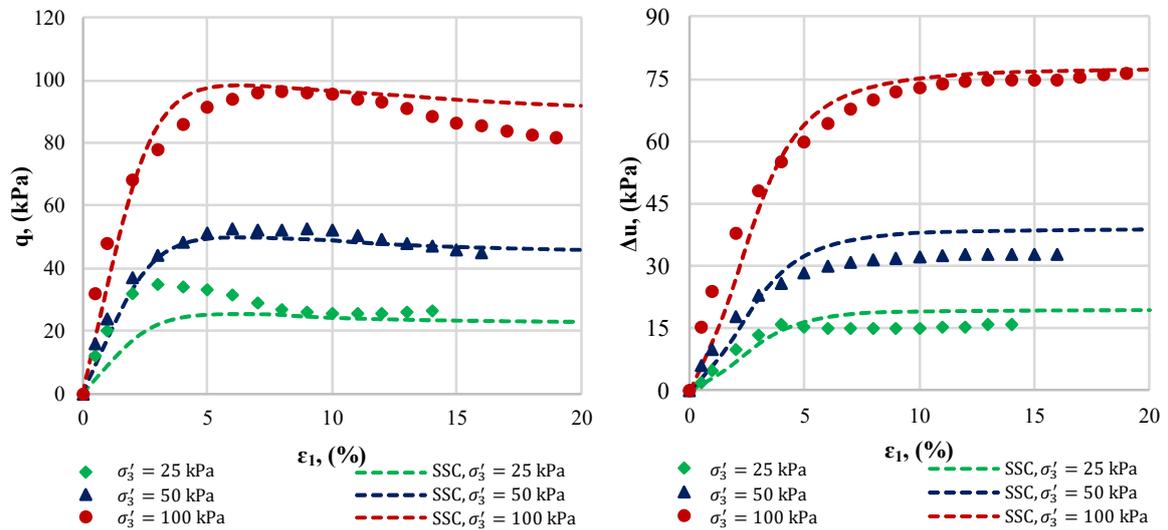


Figura 3.23 Tensão e excesso de poropressão vs deformação axial, $\varepsilon_2 = 1,88 \%/h$

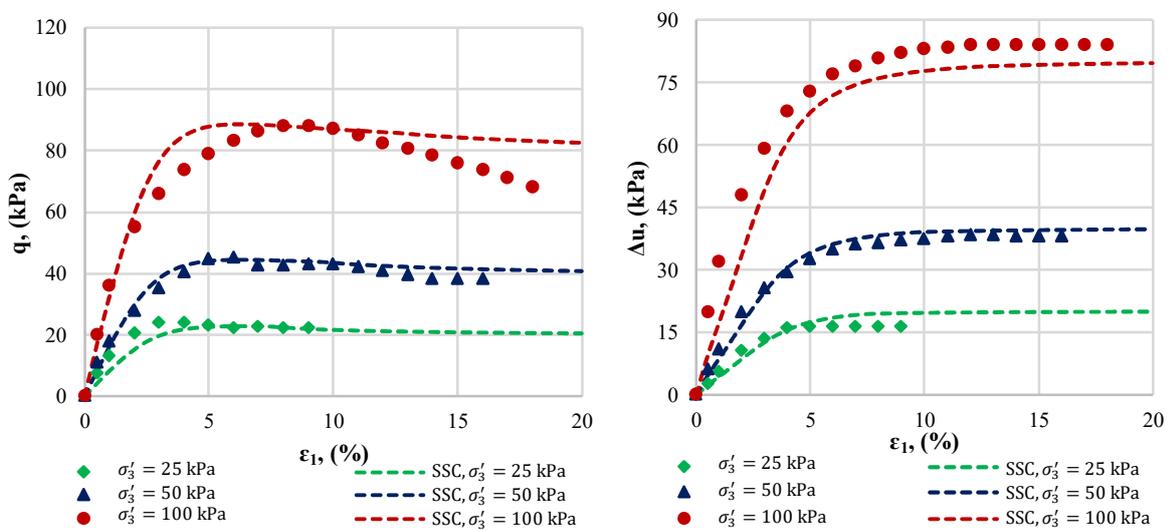


Figura 3.24 Tensão e excesso de poropressão vs deformação axial, $\varepsilon_3 = 0,045 \%/h$

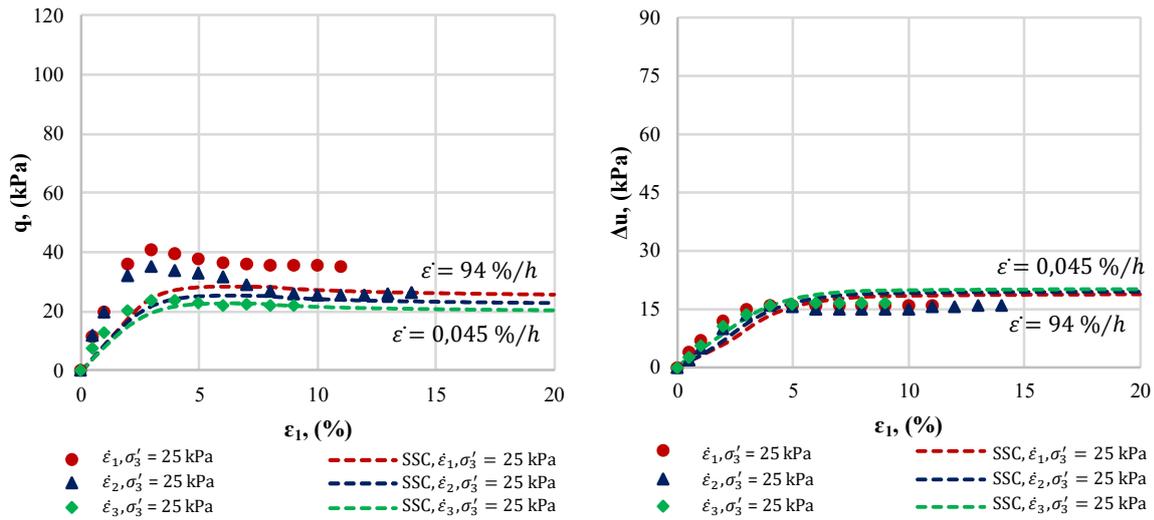


Figura 3.25 Tensão e excesso de poropressão vs deformação axial, $\sigma'_3 = 25 \text{ kPa}$

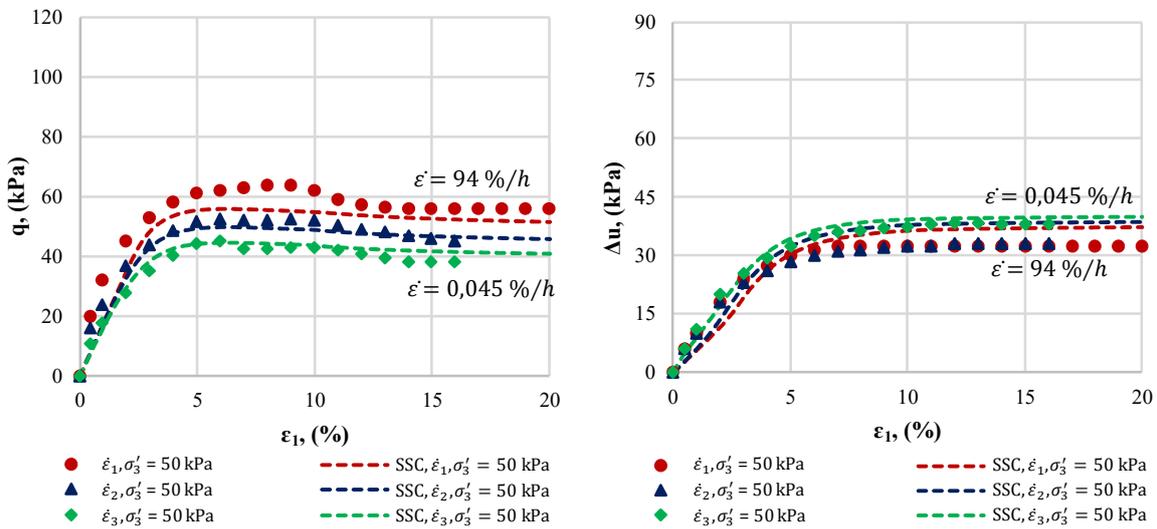


Figura 3.26 Tensão e excesso de poropressão vs deformação axial, $\sigma'_3 = 50 \text{ kPa}$

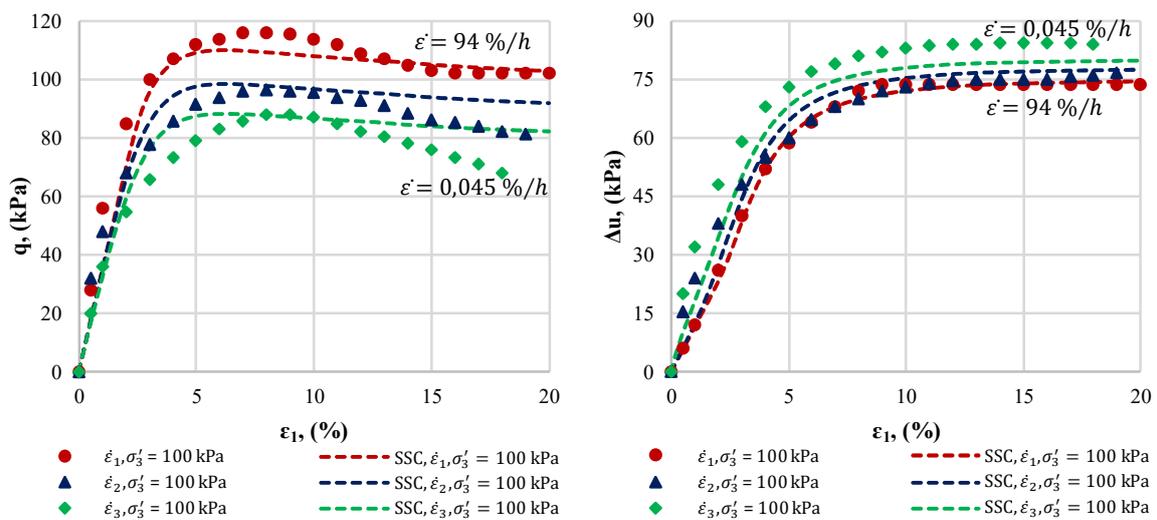


Figura 3.27 Tensão e excesso de poropressão vs deformação axial, $\sigma'_3 = 100 \text{ kPa}$

Com o objetivo de verificar os resultados obtidos mediante os ensaios triaxiais tipo CU, os parâmetros foram usados para simular os ensaios CD realizados também por Alberro e Hiriart (1973) para velocidade de deformação de 1,10%/h e para σ'_3 de 25, 50, 75 e 100 kPa. Na Figura 3.28 observa-se uma aproximação razoável entre as curvas experimentais e as numéricas.

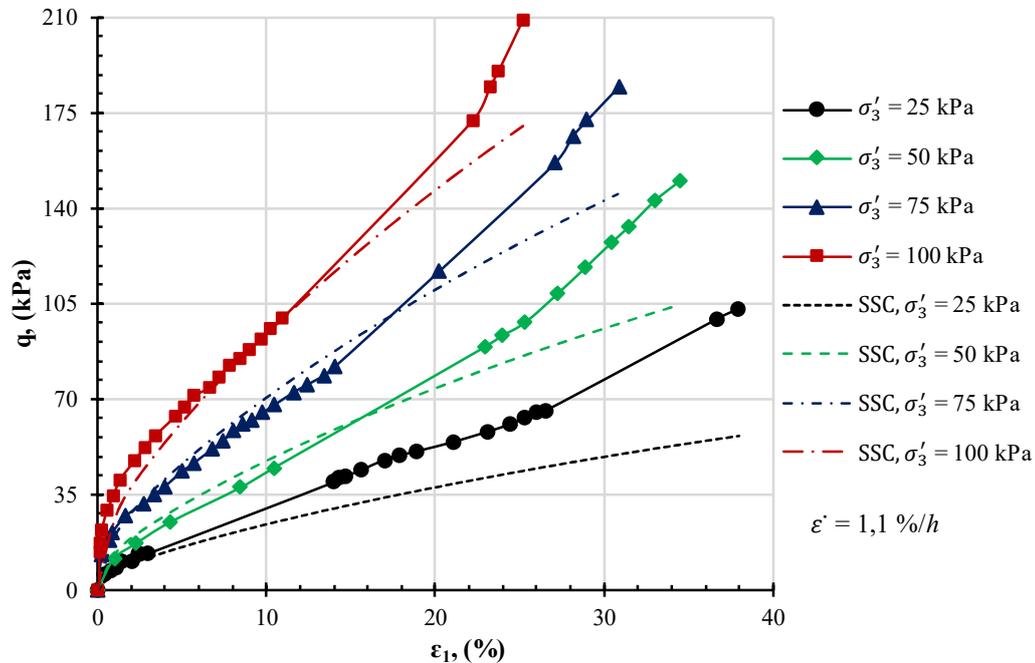


Figura 3.28 Tensão desviadora vs deformação axial, $\dot{\epsilon} = 1,10\%/h$

Pode-se concluir que o modelo constitutivo que permite simular de forma mais próxima o comportamento das argilas moles ensaiadas por Alberro e Hiriart (1973), considerando diferentes velocidades de deformação, tanto na condição drenada quanto na não drenada, é o modelo constitutivo SSC.

3.2.3. Propriedades geotécnicas do modelo

Na Tabela 3.5 são apresentadas as propriedades de resistência e compressibilidade dos solos da estratigrafia definida para o presente estudo. Para a crosta superficial foram adotadas as propriedades obtidas por Rodriguez *et al.* (2012), as mesmas que foram utilizadas na modelagem numérica bidimensional para o projeto do suporte definitivo do TEO, com uso do modelo constitutivo MC, Tabela 3.2. Para a série argilosa foram utilizados os parâmetros ajustados e validados para os modelos constitutivos SS e SSC.

Tabela 3.5 Propriedades de compressibilidade e resistência das camadas.

Camada	w %	γ kN/m ³	Tipo de modelo	e_o	κ^*	λ^*	μ^*	OCR	v'_{ur} ou v_{ur}	E' MPa	c' kPa	ϕ'_o	$K_o=K_{o^{nc}}$	$k_x=k_y=k_z$ m/dia
Crosta superficial	33	14	MC	-	-	-	-	-	0,3	5	20	40	1,00	1×10^{-2}
Serie argilosa	406,7	11,6	SS SSC	10,18	0,04	0,35	0,01	1	0,3	-	0	42	0,48	1×10^{-5}

3.2.4. Propriedades da tuneladora

As dimensões da tuneladora utilizadas no trecho de estudo correspondem a uma tuneladora do tipo EPB-Shield S-497, com comprimento do escudo de 9 m e conicidade de 0,5%. Os elementos estruturais a serem considerados na simulação numérica são o sistema de suporte primário e o escudo da tuneladora. Os parâmetros de resistência e rigidez para o sistema de suporte primário foi adotado de Rodriguez *et al.* (2012). A espessura do escudo foi determinada a partir do peso, incluindo a cabeça de corte de 3.300 kN (Ríos, 2009), distribuídos em um volume de um cilindro de aço para um comprimento total do escudo de 9 m.

Tabela 3.6 Propriedades do suporte primário e escudo.

Elemento	Tipo de comportamento	Espessura (m)	Peso específico (kN/m ³)	Módulo de Young (GPa)	Coefficiente de Poisson	Tipo de Drenagem
Concreto pré-moldado	Linear elástico	0,35	24	5,21	0,15	Não poroso
Escudo	Linear elástico	0,17	78,6	200	0	-

O módulo de Young do concreto pré-moldado considera um fator de redução de rigidez (α) de 0,2.

A pressão de suporte de frente vai de 214 a 331,7 kPa, e foi determinada a partir dos critérios definidos por Kanayasu *et al.* (1994), Mollon *et al.* (2013) e Lee *et al.* (2021), tendo em vista a tensão horizontal total inicial desenvolvida na frente do escudo. A pressão da injeção do graute vai de 251 a 344,4 kPa, e foi obtida pela tensão total vertical inicial desenvolvida ao redor do escudo. Na Figura 3.29 é apresentada um esquema representativo da tuneladora EPB com as dimensões e as pressões de operação. A Figura 3.30 apresenta as pressões de operação aplicadas no modelo MEF 3D.

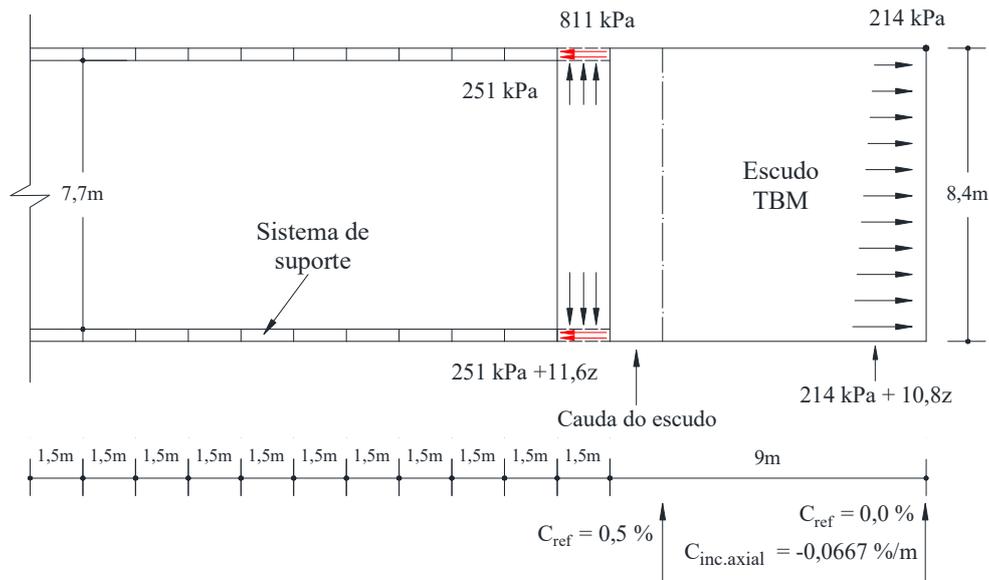


Figura 3.29 Pressões de operação da tuneladora EPB.

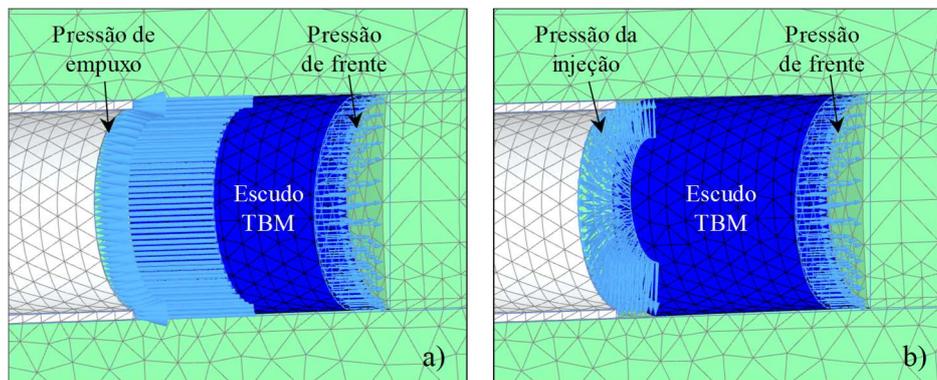


Figura 3.30 Pressões de operação aplicadas no modelo MEF.

3.2.5. Dimensões e condições de contorno do modelo

Para o dimensionamento da malha do modelo tridimensional foram utilizadas inicialmente as relações propostas por Möller (2006) e Schiena *et al.* (2019), que determinaram valores de 40 a 60 m de largura e de 120 a 180 m de comprimento. A profundidade do modelo foi limitada a 42 m, considerando que há uma camada dura e permeável a partir dessa profundidade. Por questões de simetria do problema em estudo, a malha utilizada representa apenas metade do domínio.

A Figura 3.31 representa o modelo 3D com as dimensões determinadas de acordo com as recomendações da literatura. Essas recomendações foram verificadas mediante análise de sensibilidade considerando diferentes dimensões e obtendo as convergências verticais durante o avanço da escavação. A malha de elementos finitos foi construída com um total de 36.372 elementos e 57.119 nós, considerando a densidade geral da malha como média.

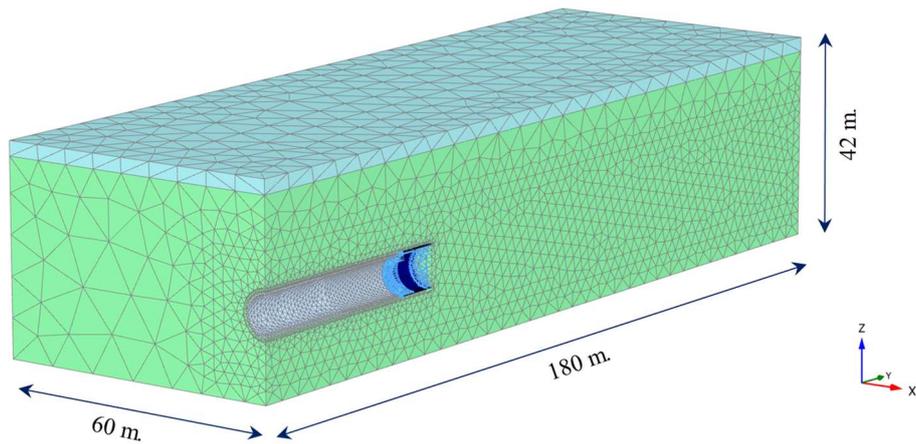


Figura 3.31 Malha de elementos finitos utilizada na modelagem numérica.

Nas análises de sensibilidade observou-se que as convergências diminuem na medida que a largura do modelo aumenta, para o caso de 45 e 60 m os valores são muito semelhantes, para o presente estudo foi adotado uma largura de 60 m (Figura 3.32). Na Figura 3.33 pode-se observar que as convergências verticais atingem um valor semelhante para os comprimentos do modelo de 180 e 200 m, desta análise foi adotado um comprimento para o modelo de 180 m.

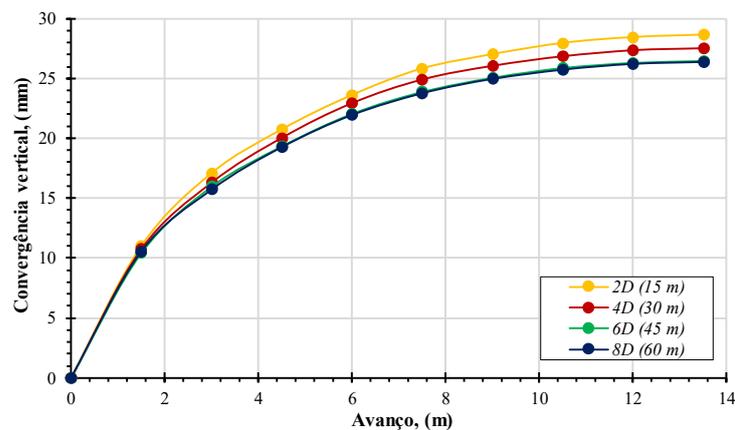


Figura 3.32 Convergências para diferentes larguras do modelo.

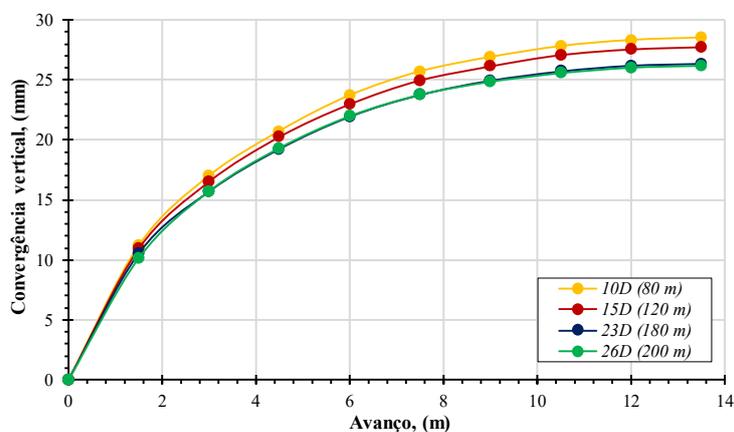


Figura 3.33 Convergências para diferentes comprimentos do modelo.

Para a determinação da densidade da malha foram definidas zonas de refinamento em torno do túnel segundo as recomendações de Neto (2011) e Jones (2022), com o estabelecimento de um comprimento igual ao diâmetro interno do suporte primário do túnel 1D (7,7 m) tanto no eixo vertical quanto no eixo horizontal do túnel em forma prismática (Figura 3.34).

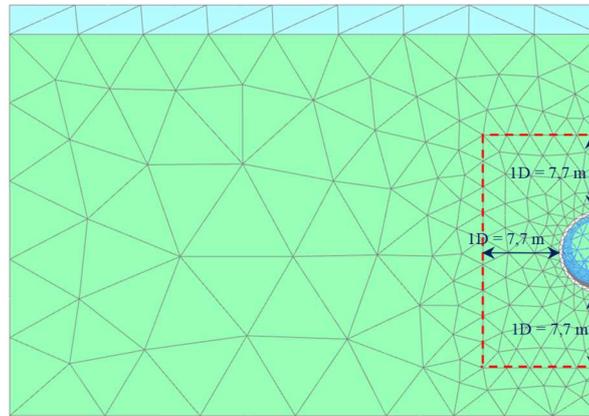


Figura 3.34 Definição da zona de refinamento da malha.

O refinamento local da malha é feito com a atribuição do *Coarseness Factor* (CF) a um elemento geométrico do modelo. A definição do nível de refinamento foi baseada na variação do CF para 1, 0,5, 0,3 e 0,1, com a convergência vertical do sistema de suporte. Na Figura 3.35, pode-se identificar que as convergências para níveis de refinamento de $CF = 1$ e 0,5 são menores e aumentam com o valor de refinamento até $CF = 0,3$, ficando próximo à convergência para $CF = 0,1$. Na base desta análise de sensibilidade e considerando o tempo computacional, foi adotado $CF = 0,3$.

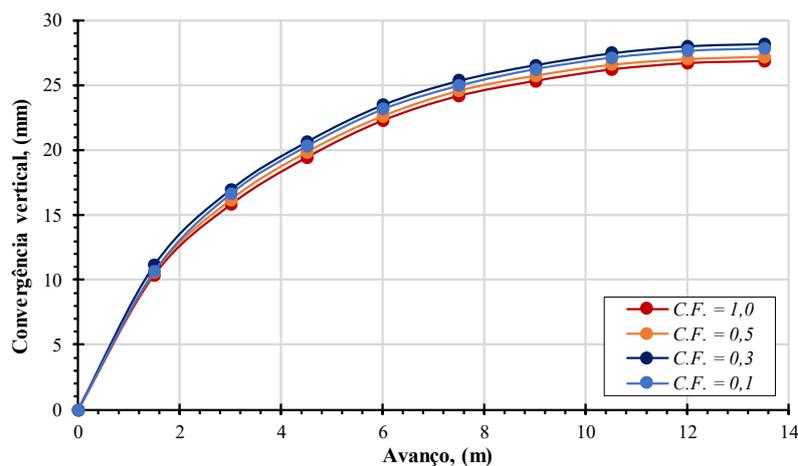


Figura 3.35 Convergências para diferentes níveis de refinamento.

As condições de contorno do modelo são geradas automaticamente pelo software, no qual os limites do modelo, paralelos ao plano xz , são impedidos de se movimentar na direção y ,

enquanto no plano yz são impedidos de se movimentar na direção x . O limite inferior do modelo é fixo em todas as direções e a superfície do modelo é livre para se movimentar em todas as direções.

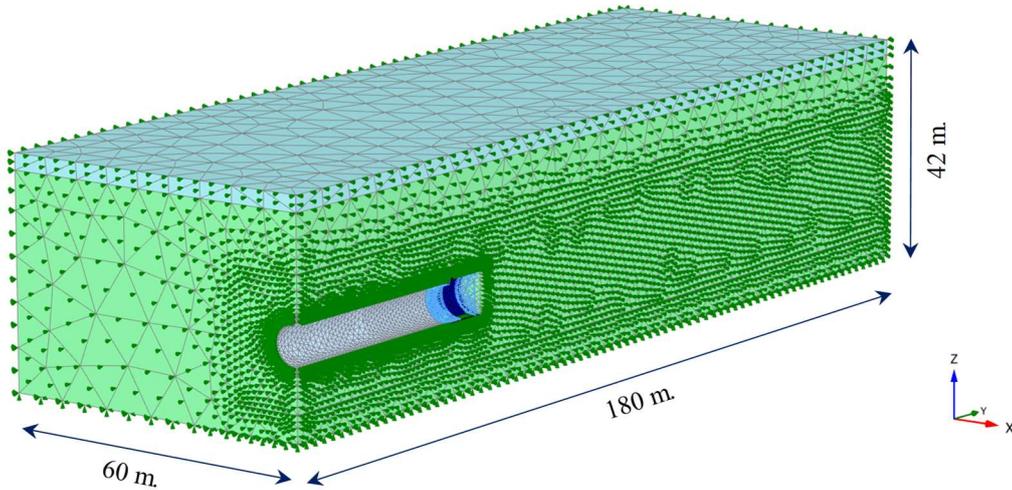


Figura 3.36 Condições de contorno do modelo de elementos finitos.

3.2.6. Simulação da TBM-EPB

Com a finalidade de simplificar o modelo, não foi considerado o espaço anular de 15 cm de graute injetado ao redor dos anéis do suporte, pelo que o diâmetro de escavação considerado no modelo numérico foi de 8,4 m. Para a definição da seção padrão do túnel foi utilizado o módulo *Tunnel Designer*, onde foi definido um túnel circular com raio interno de 3,85 m e espessura do sistema de suporte de 0,35 m.

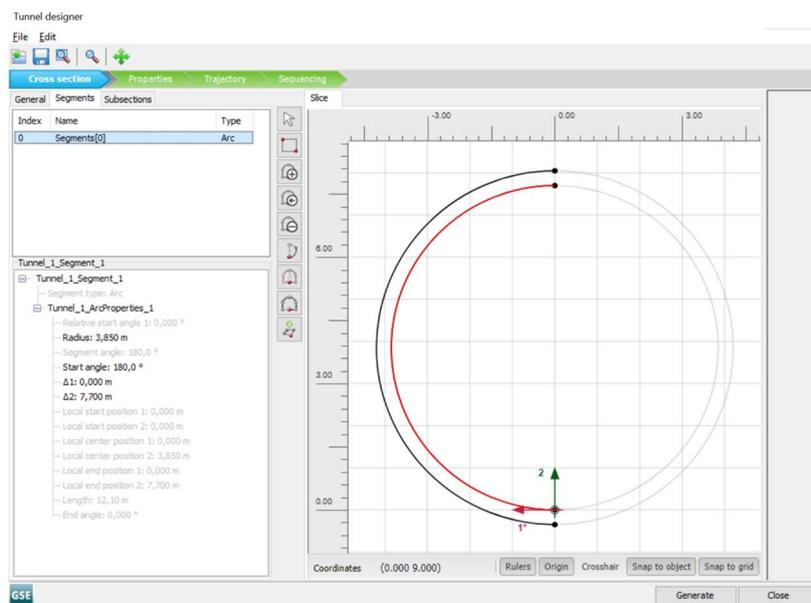


Figura 3.37 Definição do raio interno e espessura do sistema de suporte.

Na pasta *Properties – General - Slice* foram criados: a interface entre o sistema de suporte e o solo; o elemento placa (*plate*) que representa o escudo da TBM; a conicidade do escudo (0% e incremento de -0,0667%/m na cabeça de corte até 0,5% na cauda do escudo); e a superfície para representar a pressão da injeção de graute de 251 kPa, considerando um incremento de pressão da injeção com a profundidade de 11,6 kPa/m (Figura 3.38).

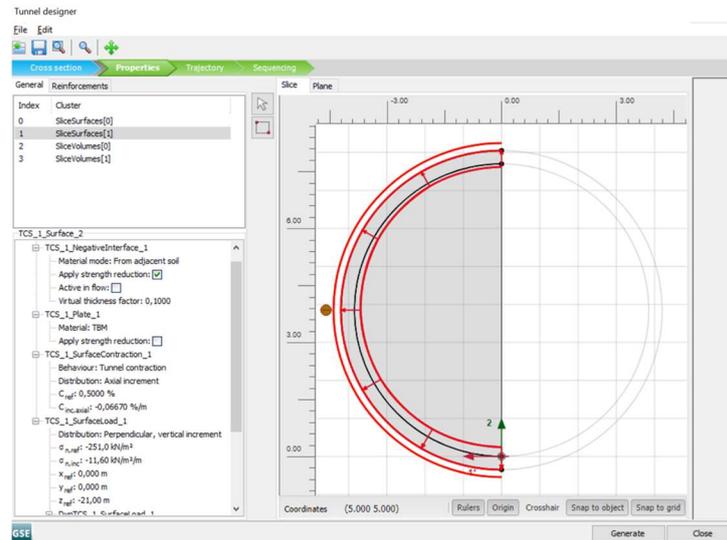


Figura 3.38 Definição de propriedades do túnel e pressão de injeção do graute.

Na opção *Properties – General – Plane* foi criada a carga que representa a pressão de suporte aplicada na frente de corte de 214 kPa com um incremento de 10,8 kPa/m (Figura 3.39).

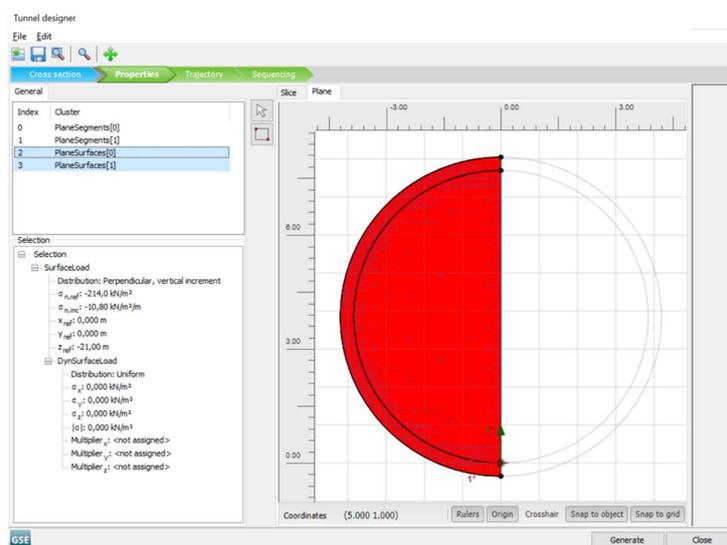


Figura 3.39 Definição de pressão de suporte na frente de corte.

Na pasta *Trajectory* foram definidos dois segmentos: o primeiro representa a posição inicial da tuneladora (25 m) e o segundo o avanço total da escavação de 25,5 m; seis segmentos de 1,5 m para representar o comprimento do escudo da TBM (9m), um segmento de 1,5 m para

aplicação de pressão de graute; e dez segmentos de 1,5 m para simular a escavação e a instalação do sistema de suporte (Figura 3.40).

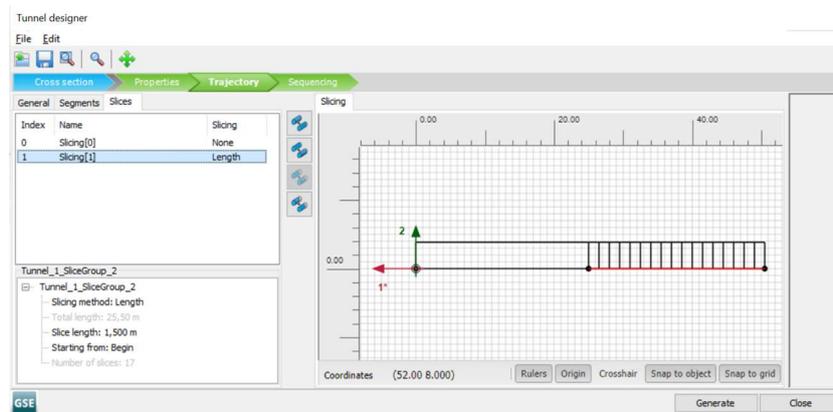


Figura 3.40 Definição da trajetória de avanço da TBM.

Já na pasta *Sequencing* foram ativados os componentes de operação: pressão de suporte na frente de escavação, contração do escudo, pressão da injeção e pressão de empuxo de acordo com a sequência do avanço, mostrado na Figura 3.41. Na Tabela 3.7 é elencada a sequência para a simulação da TBM. O avanço da escavação para cada sequência é de 1,5 m. Nas sequências de 1 a 6 é simulada a escavação do solo e a passagem do escudo (elemento placa). Na primeira aplica-se a pressão de suporte de frente e o primeiro incremento da contração do solo ($-0,0667\%/m$) e, de 2 a 5, aplicam-se os incrementos a cada 1,5 m até uma contração total de 0,5%. Na sequência 6 é simulada a passagem da cauda do escudo; na 7 a aplicação da pressão de injeção do graute diretamente no solo; e, por fim, na 8 coloca-se o anel de segmentos, aplicando-se a pressão de empuxo dos cilindros.

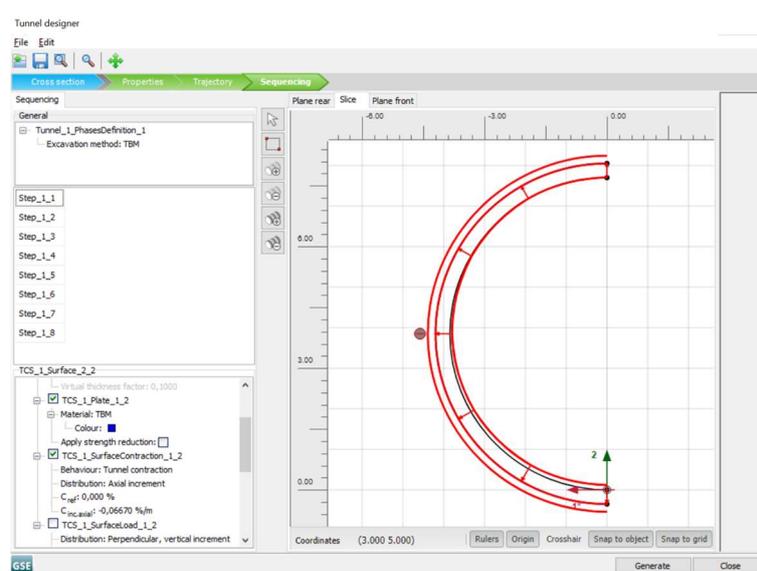


Figura 3.41 Definição da sequência e ativação das propriedades do túnel e forças da TBM.

Tabela 3.7 Sequência de ativação das propriedades do túnel e forças de operação da TBM

Sequência	Elemento	Contração	Pressões aplicadas
1	Escudo (Placa)	C_{ref} : 0,00% $C_{inc.axial}$: -0,0667%/m	$\sigma_{n,ref}$: -214 kPa $\sigma_{n,inc}$: -10.8 kPa/m Z_{ref} : -21 m
2	Escudo (Placa)	C_{ref} : 0,10% $C_{inc.axial}$: -0,0667%/m	-
3	Escudo (Placa)	C_{ref} : 0,20% $C_{inc.axial}$: -0,0667%/m	-
4	Escudo (Placa)	C_{ref} : 0,30% $C_{inc.axial}$: -0,0667%/m	-
5	Escudo (Placa)	C_{ref} : 0,40% $C_{inc.axial}$: -0,0667%/m	-
6	Escudo (Placa)	C_{ref} : 0,50%	-
7	-	-	$\sigma_{n,ref}$: -251 kPa $\sigma_{n,inc}$: -11.6 kPa/m Z_{ref} : -21 m
8	Sistema de suporte - (Concreto)	-	$\sigma_{n,ref}$: 811 kPa

C_{ref} = contração, $C_{inc.axial}$ = incremento axial da contração, $\sigma_{n,ref}$ = pressão de referência, $\sigma_{n,inc}$ = incremento de pressão, Z_{ref} = profundidade de referência.

3.2.7. Etapas de análise

Para a simulação da escavação e instalação do sistema de suporte do túnel foi utilizado o módulo *Staged Construction*, Tabela 3.8. Na etapa inicial foram geradas as tensões iniciais do solo usando o procedimento K_0 . A etapa 1 difere das seguintes, pois nessa etapa, o túnel é ativado pela primeira vez, ou seja, essa etapa simula que o túnel já avançou 25 m. Já as etapas 2 a 11 simulam o avanço da escavação a cada 1,5 m. Na etapa 3 foram reiniciados os deslocamentos obtidos das etapas anteriores (função *reset displacements to zero*) e, a partir dessa, foram medidas as convergências do sistema de suporte.

Tabela 3.8 Etapas da análise numérica

Etapa	Avanço	Descrição	Elementos ativados
Inicial	-	Consiste na geração das tensões iniciais utilizando o procedimento K_0 .	Camadas de solo
1	Posição inicial	Simula a TBM, assumindo-se que já avançou 25 m, a seção próxima será o trecho para aplicar a pressão da injeção (25 m – 26,5 m) e nas próximas seis seções (26,5 m - 35,5 m) é modelado o escudo	Sequência 1 a 7 da Tabela 3.7
2	1	Simula o avanço da TBM em 1,5 m (de $y = 35,5$ m para $y = 37$ m)	Sequência 1 a 8 da Tabela 3.7
3	2	Simula o avanço da TBM em 1,5 m (de $y = 37$ m para $y = 38,5$ m)	Sequência 1 a 8 da Tabela 3.7

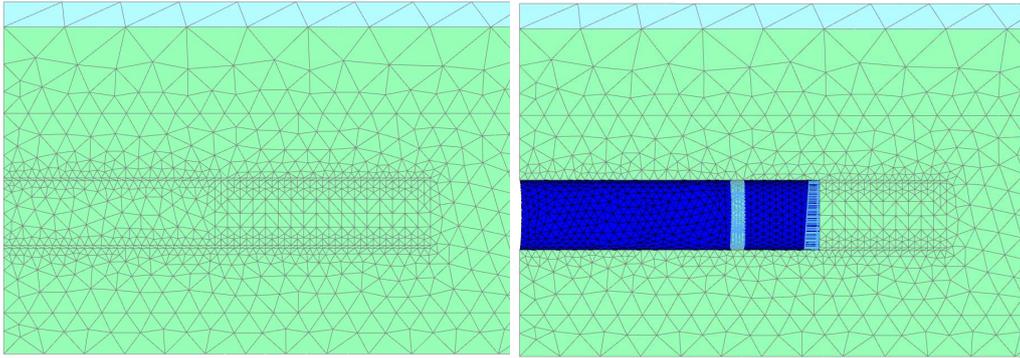
Etapa	Avanço	Descrição	Elementos ativados
4	3	Simula o avanço da TBM em 1,5 m (de y = 38,5 m para y = 40 m)	Sequência 1 a 8 da Tabela 3.7
5	4	Simula o avanço da TBM em 1,5 m (de y = 40 m para y = 41,5 m)	Sequência 1 a 8 da Tabela 3.7
6	5	Simula o avanço da TBM em 1,5 m (de y = 41,5 m para y = 43 m)	Sequência 1 a 8 da Tabela 3.7
7	6	Simula o avanço da TBM em 1,5 m (de y = 43 m para y = 44,5 m)	Sequência 1 a 8 da Tabela 3.7
8	7	Simula o avanço da TBM em 1,5 m (de y = 44,5 m para y = 46 m)	Sequência 1 a 8 da Tabela 3.7
9	8	Simula o avanço da TBM em 1,5 m (de y = 46 m para y = 47,5 m)	Sequência 1 a 8 da Tabela 3.7
10	9	Simula o avanço da TBM em 1,5 m (de y = 47,5 m para y = 49 m)	Sequência 1 a 8 da Tabela 3.7
11	10	Simula o avanço da TBM em 1,5 m (de y = 49 m para y = 50,5 m)	Sequência 1 a 8 da Tabela 3.7

Na Figura 3.42 são apresentadas algumas etapas de análises que foram realizadas na modelagem numérica da escavação de solo e instalação do sistema de suporte. O número de etapas (avanço total da TBM) foi definido a partir da estabilização das convergências do sistema de suporte em condições não drenadas.

3.2.8. Seções de medição

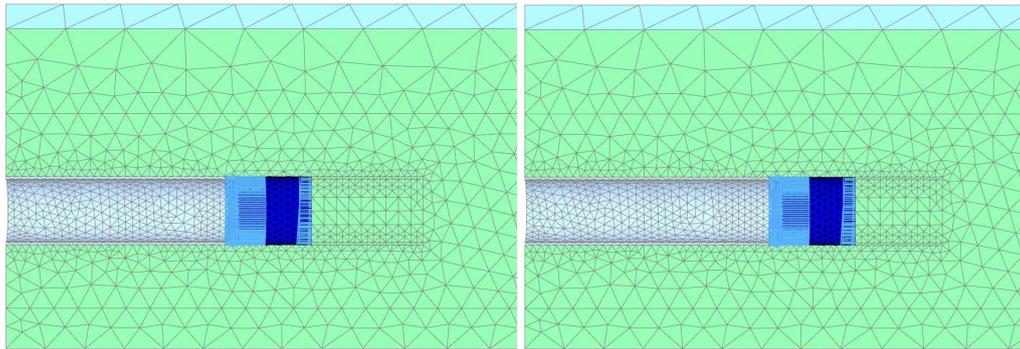
Com o objetivo de avaliar as tensões e deslocamentos durante o avanço da escavação e instalação do sistema de suporte, foram definidas seções de medição (Figura 3.43). Os primeiros pontos A_1 e B_1 foram definidos para determinar as tensões e deslocamentos desenvolvidos pela aproximação da frente de escavação; os pontos A_2 e B_2 para determinar as tensões e deslocamentos desenvolvidos pela passagem do escudo da TBM; e os pontos A_3 e B_3 foram definidos para determinar as tensões e deslocamentos desenvolvidos no sistema de suporte.

Com as três seções de controle definidas, foram determinadas as tensões e deslocamentos desenvolvidos a 21 m (ponto A) e 29,4 m (ponto B) de profundidade. Nas mesmas seções foram definidos os pontos na superfície (S_1 , S_2 e S_3) para determinar os deslocamentos superficiais gerados pela aproximação da frente de escavação, pela passagem do escudo e pela instalação do sistema de suporte.



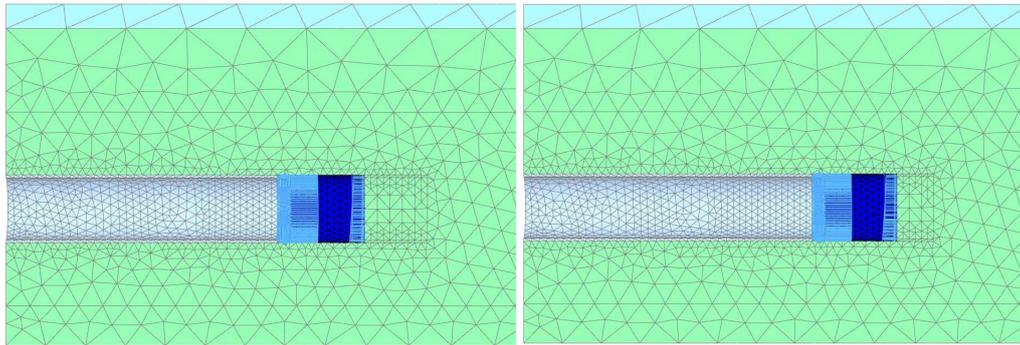
a) Tensões *in situ*

b) Posição inicial da TBM



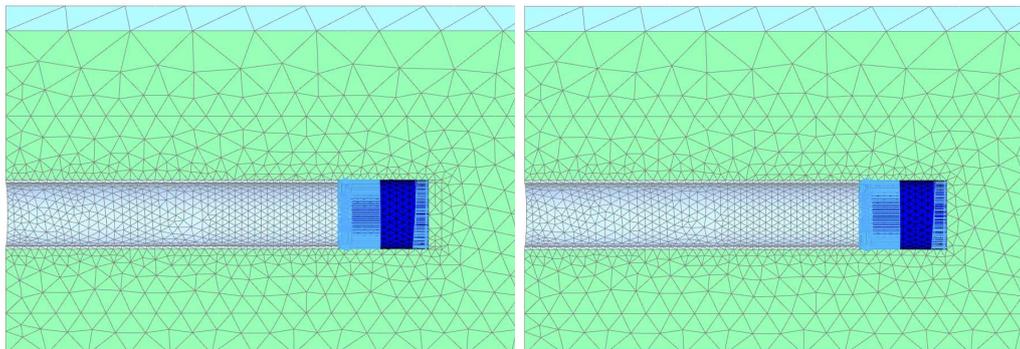
c) Avanço 1 da TBM em 1,5 m

d) Avanço 3 da TBM em 1,5 m



e) Avanço 5 da TBM em 1,5 m

f) Avanço 7 da TBM em 1,5 m



g) Avanço 9 da TBM em 1,5 m

h) Avanço 10 da TBM em 1,5 m

Figura 3.42 Etapas da simulação do avanço da escavação da TBM.

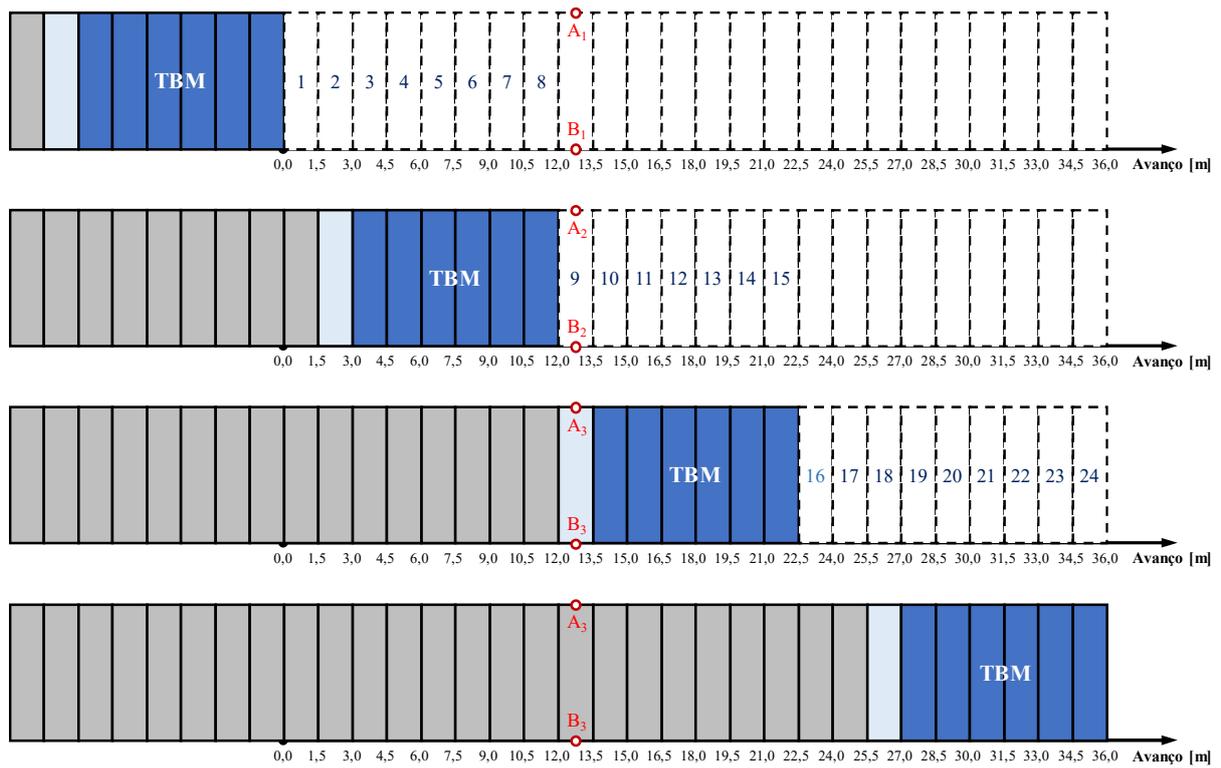


Figura 3.43 Sequência de avanço da escavação e seções de medição.

4. RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos na modelagem numérica. Os resultados a serem analisados são em termos, principalmente, de medidas de convergência do sistema de suporte e recalques superficiais, começando com as tensões iniciais, tensões verticais e horizontais, excesso de poropressão e deslocamentos desenvolvidos durante a construção do túnel, considerando condições não drenadas e o modelo constitutivo SS. Em seguida são apresentadas as análises paramétricas que permitem estudar a influência das condições de operação da tuneladora, índice de recompressão do solo, rigidez do sistema de suporte, velocidade de avanço da escavação e rebaixamento da condição hidrostática tanto em condições não drenadas quanto em condições drenadas.

4.1. TENSÕES INICIAIS

Com todos os parâmetros definidos foi gerada a malha de elementos finitos e calculadas as tensões *in situ* e poropressões iniciais. A tensão vertical inicial máxima $\sigma_{zz} = -494,4$ kPa, horizontal $\sigma_{yy} = -440,2$ kPa e poropressão máxima inicial de -390 kPa (para as condições hidrostáticas). Para a sua determinação foram considerados os valores do peso específico (γ) e do coeficiente de empuxo em repouso (K_0) de cada uma das camadas do solo. As tensões *in situ* e poropressões iniciais são apresentadas nas Figuras 4.1 a 4.3.

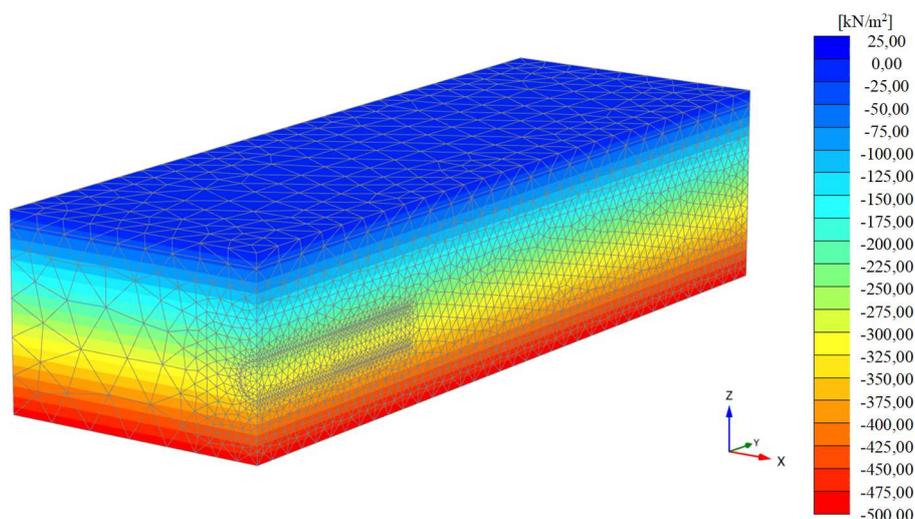


Figura 4.1 Tensões *in situ* – tensão total vertical, σ_{zz} .

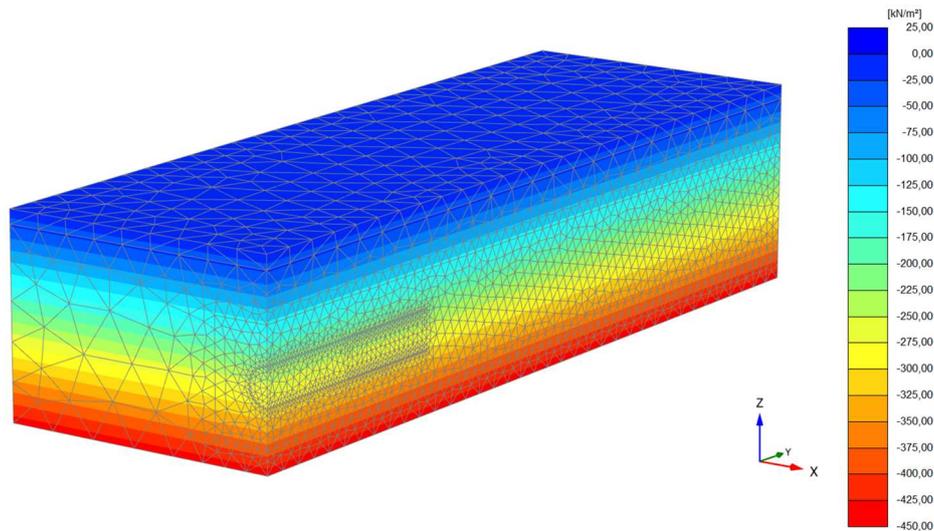


Figura 4.2 Tensões *in situ* – tensão total horizontal, σ_{yy} .

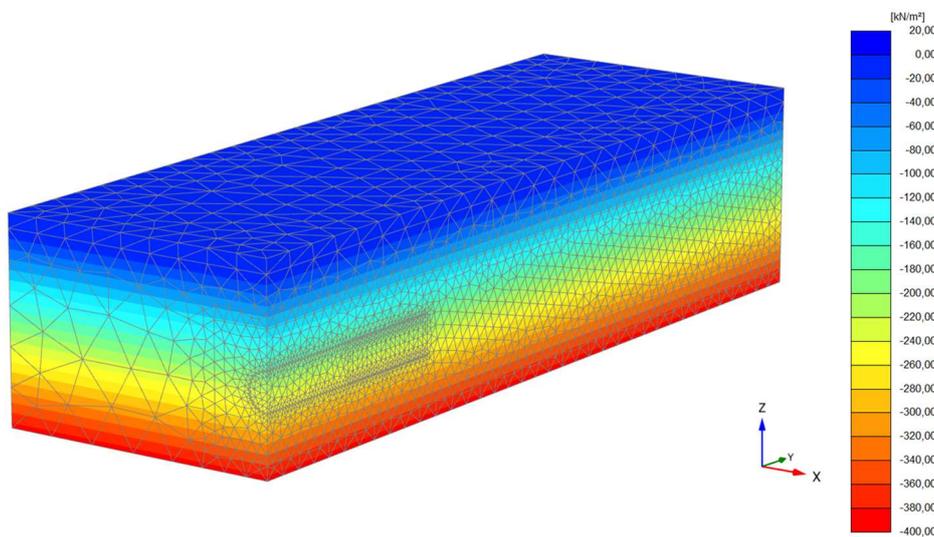


Figura 4.3 Poropressão inicial.

4.2. TENSÕES APÓS A ESCAVAÇÃO

4.2.1. Tensões verticais e horizontais

As tensões verticais e horizontais foram determinadas na profundidade do topo e base do túnel. Segundo as Figuras 4.4 e 4.5, as tensões são praticamente constantes, porém, na base, tende a diminuir durante a passagem do escudo e após a instalação do sistema de suporte primário. Por outro lado, pode-se observar que no trecho, onde é aplicada a pressão de injeção, as tensões verticais e horizontais aumentam.

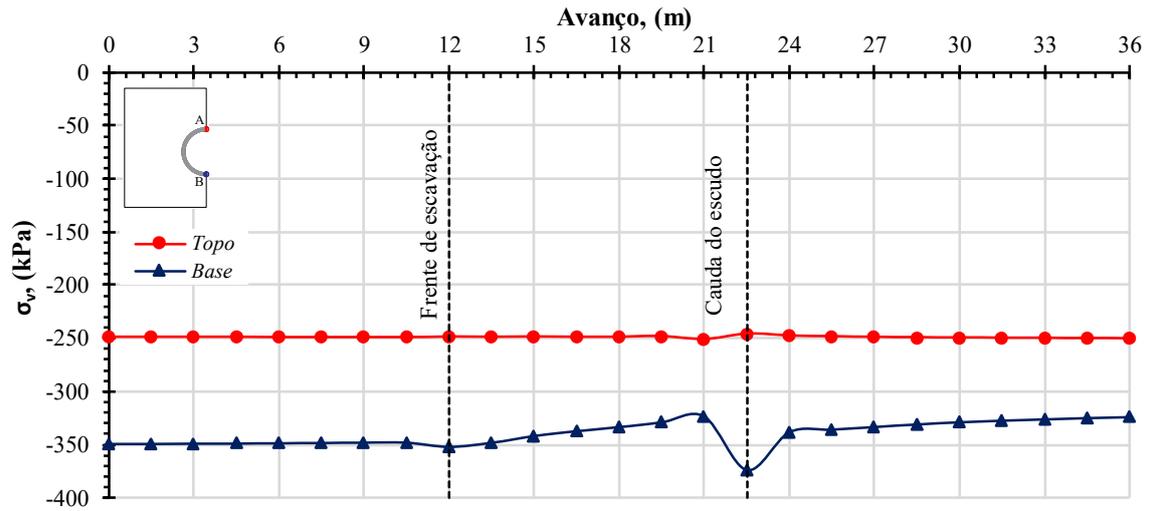


Figura 4.4 Tensões totais verticais no topo e na base do túnel.

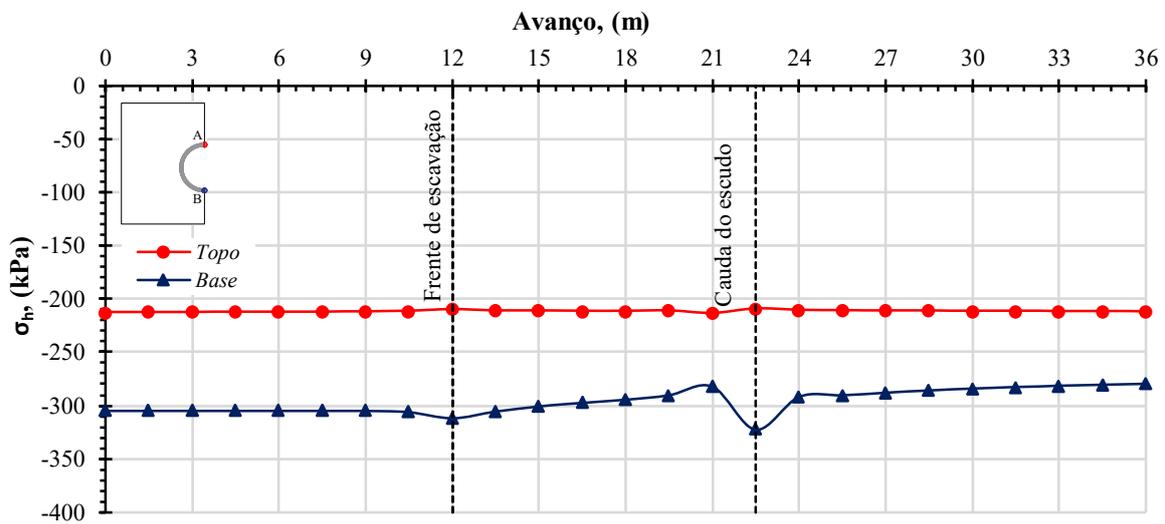


Figura 4.5 Tensões totais horizontais no topo e na base do túnel.

Pode-se perceber que o estado de tensões do maciço foi alterado na região próxima à escavação. A distribuição de tensão cisalhante relativa (τ_{rel} , razão entre a tensão cisalhante mobilizada e a tensão cisalhante máxima do solo) fornece um indicativo do estado de tensões com a envoltória de ruptura do solo. Na Figura 4.6, nota-se que uma parte próxima à escavação apresenta valores de τ_{rel} máxima de 0,88, que significa que nenhum ponto atingiu a ruptura.

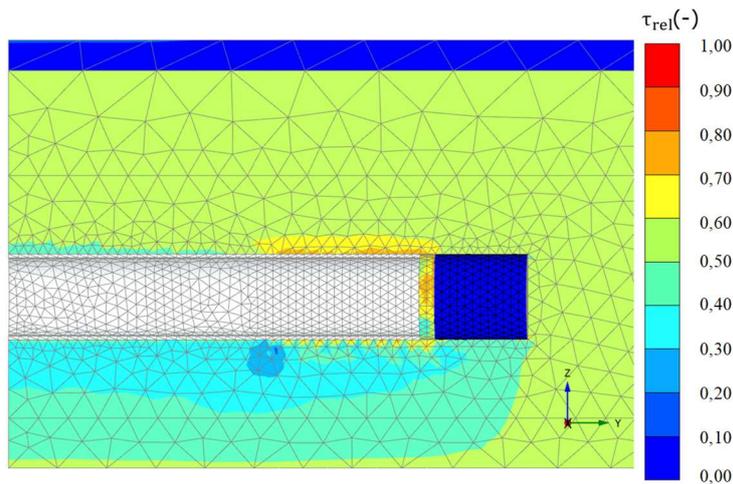


Figura 4.6 Tensão cisalhante relativa, τ_{rel} .

4.2.2. Excesso de poropressão

Na Figura 4.7 pode-se observar o acréscimo gradual da poropressão (Δu) no topo do túnel. Após a instalação do sistema de suporte foi gerado um Δu positivo na base do túnel. No segmento onde foi aplicada a pressão da injeção foi gerada o maior Δu negativo, além de um aumento gradual do Δu positivo pela passagem do escudo e após a instalação do sistema de suporte.

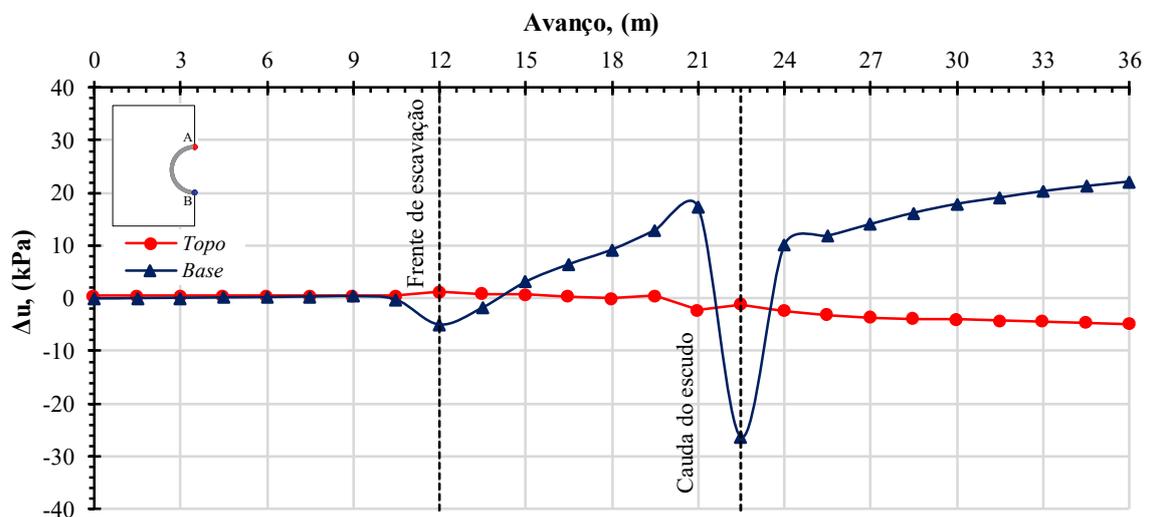


Figura 4.7 Excesso de poropressão no topo e na base do túnel.

4.3. DESLOCAMENTOS E CONVERGÊNCIAS

Os deslocamentos desenvolvidos durante a escavação do túnel são apresentados na Figura 4.8. Após a instalação do sistema de suporte são gerados deslocamentos verticais de modo geral ascendente (efeito bolha), tanto no topo quanto na base do túnel. Esse fenômeno acontece em

solos moles de alta compressibilidade, como as argilas lacustres da cidade do México, descritos por Rodriguez *et al.* (2012), Zaldivar (2013) e Auvinet *et al.* (2017).

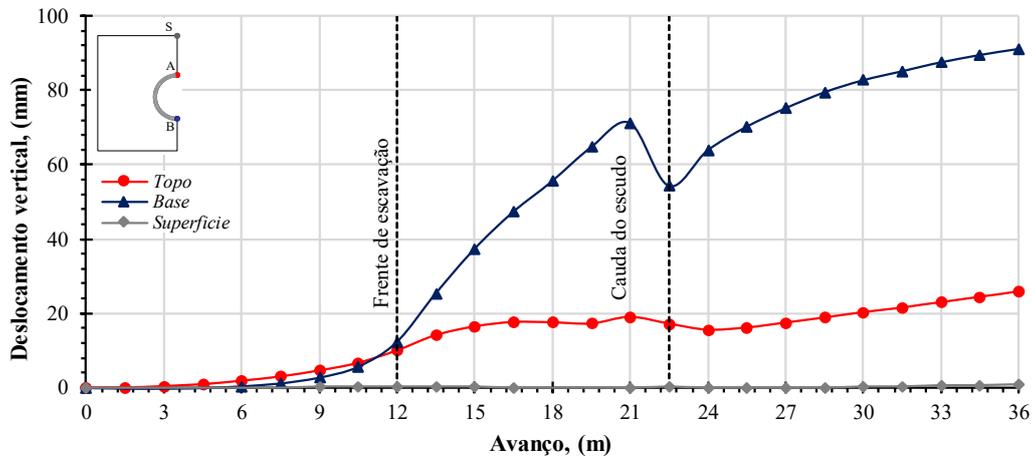


Figura 4.8 Deslocamentos verticais no topo e na base do túnel.

A frente de escavação desenvolveu um deslocamento no topo do escudo de 10 mm e na base de 12 mm; já na cauda do escudo, se apresentam 19 mm no topo e 71 mm na base. Os deslocamentos no sistema de suporte apontam um deslocamento vertical no topo de 26 mm e na base de 91 mm, apresentado o maior deslocamento na base do túnel, que é devido à descarga atribuível à remoção do solo escavado (Figura 2.15, Zaldivar, 2013).

Na Figura 4.9 apresentam-se as convergências verticais, como a diferença entre os deslocamentos no topo e na base do túnel (A-B). O primeiro trecho representa as convergências desenvolvidas pela aproximação da frente de escavação, seguida pela passagem do escudo e, finalmente, as convergências desenvolvidas no sistema de suporte. Na frente de escavação se apresenta uma convergência de 2 mm e na cauda do escudo de 50 mm, o que significa uma convergência do escudo de 8 mm, considerando a contração do escudo de 0,5% (42 mm).

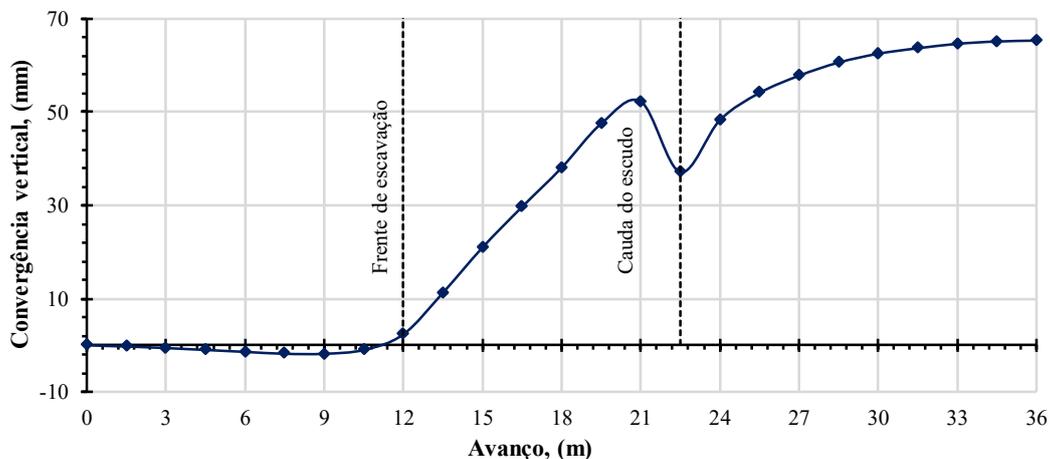


Figura 4.9 Convergências verticais do túnel.

Na Figura 4.10 está representado o comportamento das convergências do sistema de suporte primário em função do avanço da escavação do túnel em condições não drenadas. As convergências do sistema de suporte são medidas a partir dos 24 m de avanço (Figura 4.9), considerando que os deslocamentos obtidos nas etapas anteriores foram zerados. A convergência horizontal apresentou no primeiro avanço (1,5 m) um acréscimo menor quando comparado ao comportamento da convergência vertical, devido a que o solo nas laterais do túnel, restringe inicialmente os deslocamentos horizontais do suporte. Pode-se observar também que as convergências se estabilizam a partir dos 12 m de avanço, o que confirma que o número de etapas consideradas é suficiente para simular o comportamento do suporte durante a escavação do túnel. A Figura 4.11 apresenta as deformações máximas para um avanço de escavação que permitiu determinar a estabilidade dos valores nas convergências vertical e horizontal de 28 e 17 mm, respectivamente.

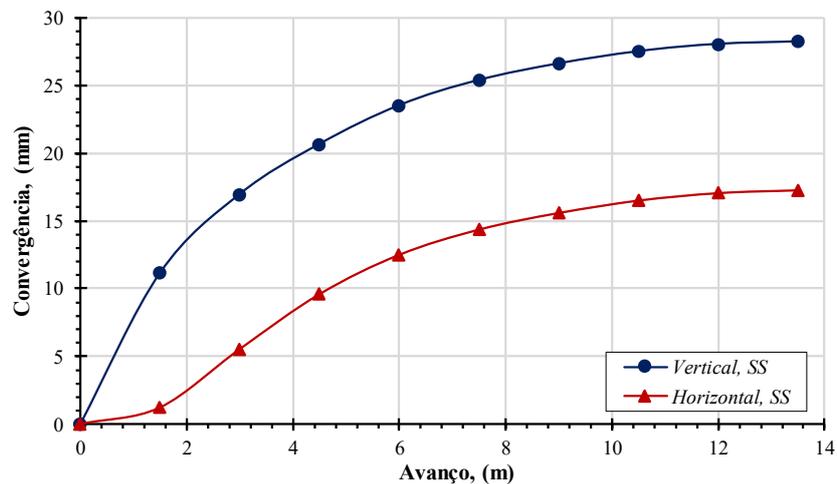


Figura 4.10 Convergências do sistema de suporte primário.

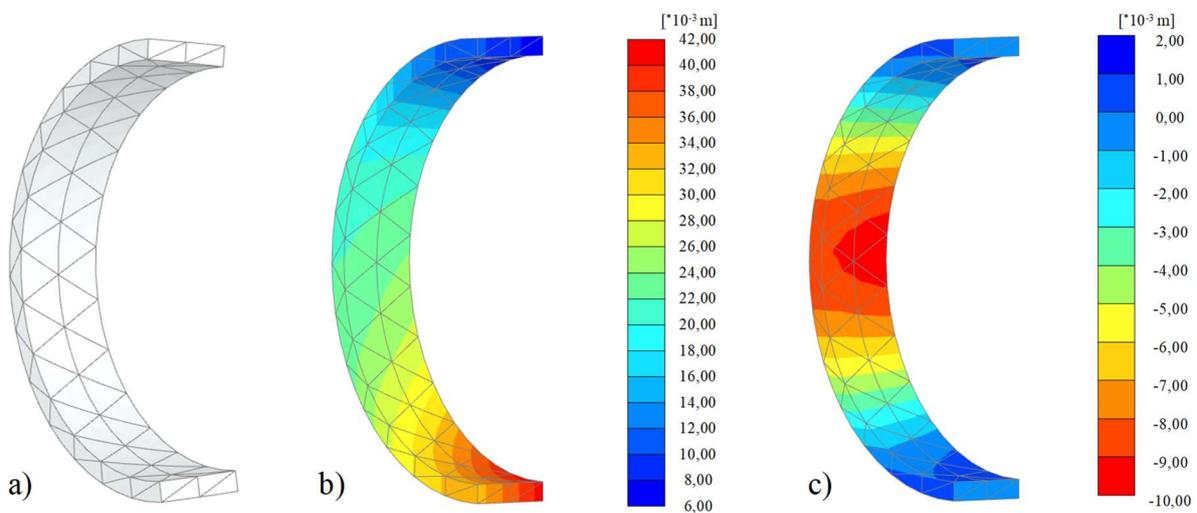


Figura 4.11 Deformações no sistema de suporte: a) vista 3D; b) vertical; c) horizontal.

As convergências obtidas até agora atendem aos requisitos estabelecidos no projeto quanto à convergência máxima no sistema de suporte (40 mm). No entanto, os valores máximos obtidos, 28 e 17 mm, para as convergências verticais e horizontais, respectivamente, são consideravelmente inferiores aos medidos (valores médios de 40 a 80 mm, com picos de até 180 mm, Figura 3.13, Hernández, 2013). Nesse sentido, as convergências do sistema de suporte primário tiveram que ser estudadas mediante análise paramétrica para diferentes cenários, os quais permitiram identificar os parâmetros e condições que tem maior influência no desenvolvimento dos deslocamentos no sistema de suporte do túnel e na superfície do terreno.

4.4. ANÁLISE PARAMÉTRICA

A análise paramétrica foi realizada considerando condições não drenadas e drenadas, os parâmetros que foram considerados para cada condição foram os seguintes:

1. Análises em condições não drenadas:

- Velocidade de avanço;
- Pressão da frente;
- Pressão da injeção;
- Índice de recompressão κ^* ;
- Rigidez do sistema de suporte;
- Rebaixamento da condição hidrostática como condição inicial de poropressão.

2. Análises em condições drenadas:

- Velocidade de avanço;
- Rebaixamento da condição hidrostática como condição inicial de poropressão.

4.4.1. Condições não drenadas

4.4.1.1. Influência da velocidade do avanço

Com o objetivo de avaliar a influência da velocidade de avanço da TBM, foram realizadas simulações com três velocidades:

- Mínima: 592 m/mês $\approx 0,076$ dia/anel;
- Média: 163 m/semana $\approx 0,064$ dia/anel;
- Máxima: 31 m/dia $\approx 0,048$ dia/anel.

Foi utilizado o modelo constitutivo *Soft Soil Creep*, que permite considerar o tempo para cada avanço da escavação. Na Figura 4.12 pode-se perceber que a velocidade de avanço da escavação em condições não drenadas não tem influência significativa nas convergências do sistema de suporte. Por outro lado, usando o modelo constitutivo SSC, determinam-se que as convergências são um pouco menores do que os valores determinados pelo uso do modelo SS. Conclui-se, então, que o efeito da fluência do solo não é significativo no desenvolvimento das convergências em análise em condições não drenadas.

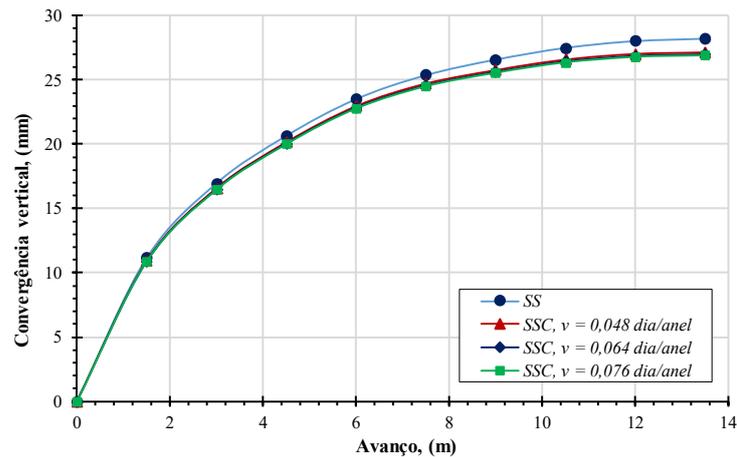


Figura 4.12 Influência da velocidade do avanço em condições não drenadas.

Foi adicionada uma etapa de adensamento considerando a velocidade de escavação média (0,064 dia/anel). Na Figura 4.13 apresentam-se as convergências obtidas para ambos os modelos constitutivos. Observa-se novamente que, ao usar o SSC, são obtidas convergências menores que as do modelo SS. Observa-se também que, para o adensamento, é apresentado um acréscimo nas convergências, para ambos os modelos. A diminuição no valor das convergências obtida com o SSC se deve possivelmente à relaxação das tensões no solo devida à fluência do material, o que a sua vez gera um descarregamento no suporte.

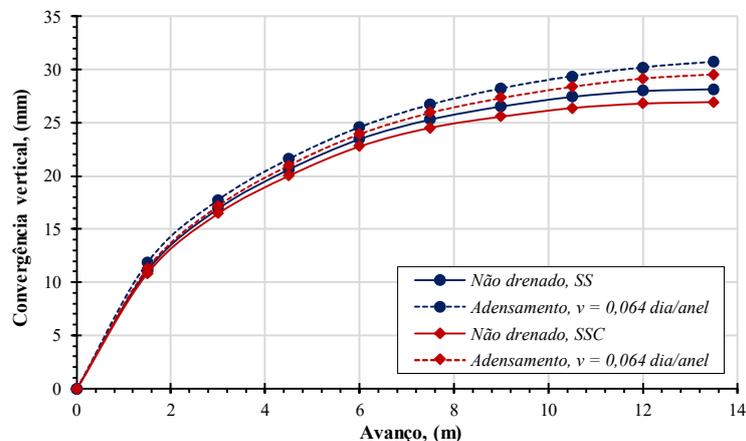


Figura 4.13 Adensamento a velocidade média de operação com SS e SSC.

4.4.1.2. Influência da pressão de suporte de frente

Para avaliar a influência da pressão de suporte de frente de escavação nas convergências foram realizadas análises com diferentes pressões. Tomou-se como referência as pressões determinadas para as condições de projeto (P_f), Tabela 4.1.

Tabela 4.1 Pressões de suporte aplicados na frente de escavação

Parâmetro	Unidade	0,85 P_f	0,9 P_f	1,0 P_f	1,1 P_f	1,2 P_f
Pressão de suporte de frente, P_f	kPa	182	193	214	235	257
Incremento da pressão de suporte, ΔP_f	kPa/m	9,2	9,7	10,8	11,8	13

Na Figura 4.14 se apresentam as curvas de convergências verticais obtidas para diferentes pressões de suporte de frente de escavação. Nessa figura nota-se que a pressão de frente não tem influência significativa nas convergências do sistema de suporte de túnel. No entanto, a pressão tem influência nos recalques superficiais, principalmente na aproximação da frente de escavação, seguida pela passagem do escudo (Figura 4.15).

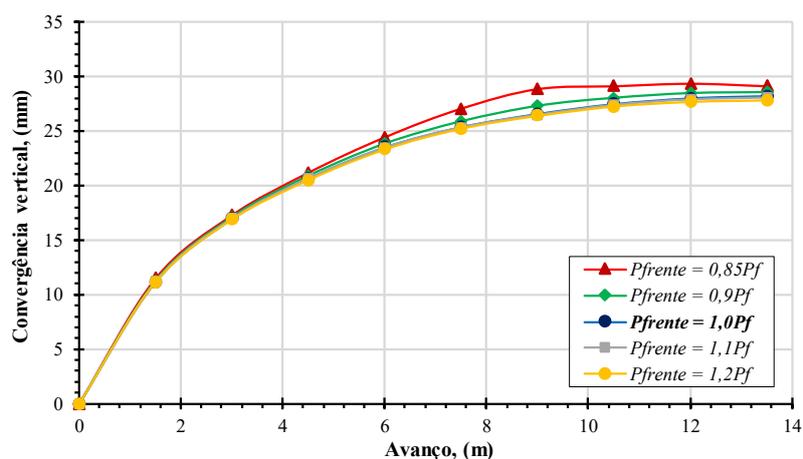


Figura 4.14 Convergência vertical para diferentes pressões de suporte de frente.

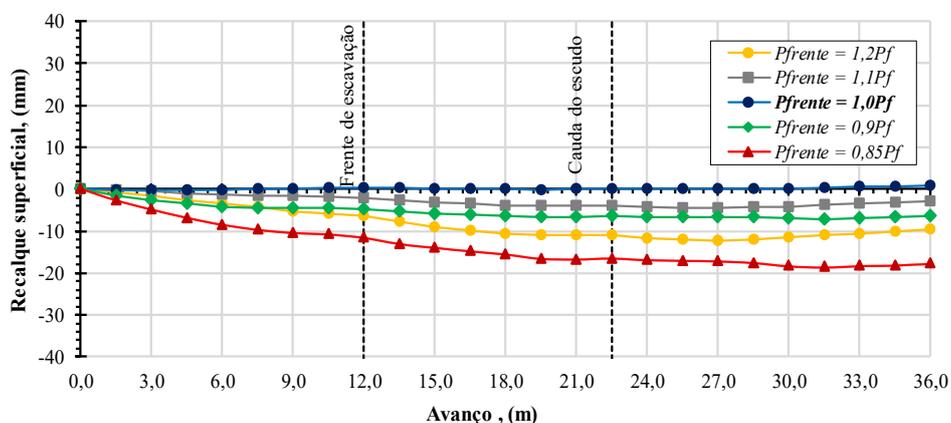


Figura 4.15 Recalque para diferentes pressões de suporte de frente.

O estado de tensões desenvolvido no solo circundante foi analisado para as diferentes pressões de suporte. Segundo a Figura 4.16, para as pressões $0,9P_f$ a $1,1P_f$, o valor de tensão cisalhante relativa máxima (τ_{rel}) foi de 0,92, o que significa que nenhum ponto atingiu a ruptura. No entanto, para as pressões de $0,85P_f$ e $1,2P_f$ apresentam-se valores de $\tau_{rel} = 1$, o que significa que o solo atingiu a ruptura localizada no maciço do solo na frente e na parte superior do suporte, respectivamente, mas não uma ruptura global da escavação. Para pressões de frente menores de $0,85P_f$ o modelo não converge, provavelmente devido ao colapso da frente de escavação. A Figura 4.17 apresenta a distribuição de deslocamentos incrementais do mecanismo de ruptura da frente de escavação.

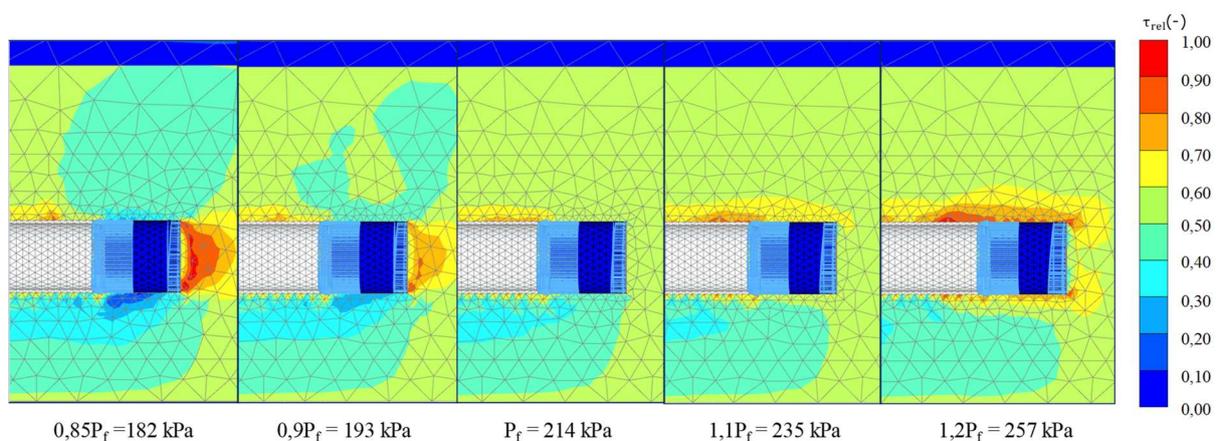


Figura 4.16 Tensão cisalhante relativa para diferentes pressões de suporte.

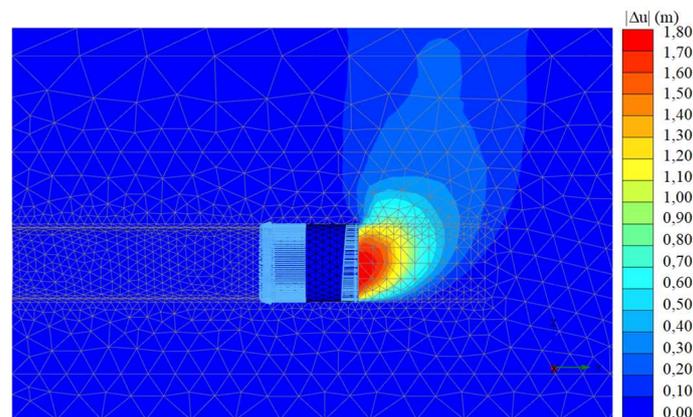


Figura 4.17 Mecanismo de ruptura da frente de escavação.

4.4.1.3. *Influência da pressão da injeção*

Na avaliação da influência da pressão da injeção do graute foram desenvolvidas simulações numéricas para diferentes pressões. Tomou-se como referência as pressões determinadas para as condições de projeto (P_{inj}), Tabela 4.2.

Tabela 4.2 Pressões de injeção e incremento de pressão da injeção

Parâmetro	Unidade	0,7 P_{inj}	0,8 P_{inj}	0,9 P_{inj}	1,0 P_{inj}	1,1 P_{inj}	1,15 P_{inj}
Pressão da injeção, P_{inj}	kPa	176	201	226	251	276	289
Incremento de pressão, ΔP_{inj}	kPa/m	8,1	9,3	10,4	11,6	12,8	13,3

Na Figura 4.18 ilustram-se as curvas de convergências verticais obtidas para diferentes pressões da injeção do graute. Nessa figura, nota-se que a pressão tem influência na convergência do sistema de suporte até 0,8 P_{inj} , equivalente a 201 kPa e, a partir dessa pressão, não tem mais influência. No entanto, os recalques superficiais são influenciados significativamente pela pressão de injeção de graute (Figura 4.19). A pressão de injeção máxima a ser aplicada é de 1,15 P_{inj} , equivalente a 289 kPa, isto considerando que, para maiores pressões o modelo não converge, provavelmente devido à ruptura do solo. Em consequência, pode-se concluir que a relação proposta por Mollon *et al.* (2013) para determinar a pressão de injeção como $P_{inj} \approx 1,2\sigma_v$, sobrestima o valor para ser aplicado no solo mole.

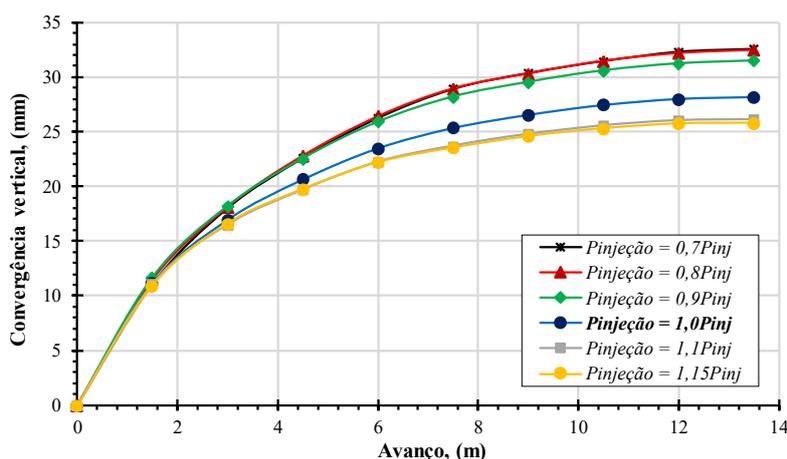


Figura 4.18 Convergência vertical para diferentes pressões da injeção.

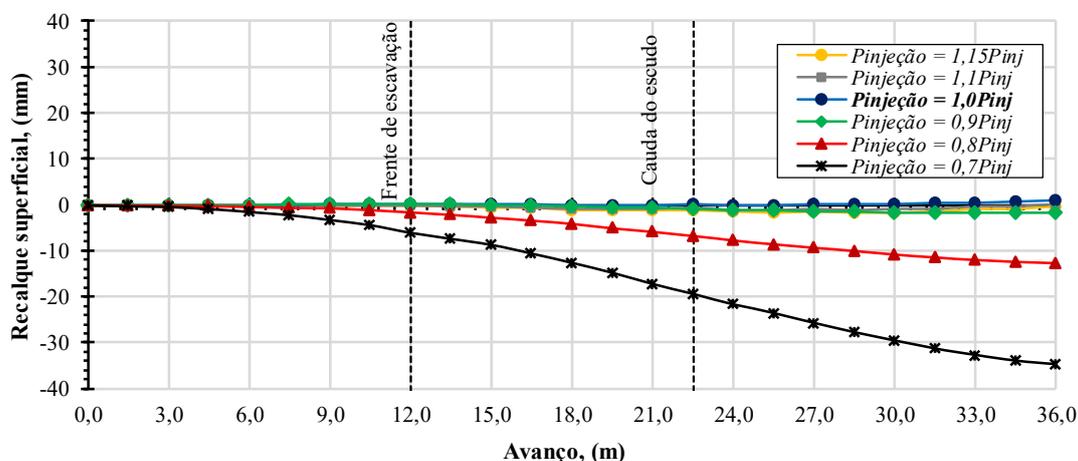


Figura 4.19 Recalque para diferentes pressões da injeção.

O estado de tensões desenvolvido no solo circundante foi analisado mediante τ_{rel} para diferentes pressões de injeção. Segundo a Figura 4.19, as pressões de injeção de $0,9P_{inj}$ e $1,1P_{inj}$ apresentam valores de τ_{rel} máxima de 1,0 em alguns pontos localizados no solo ao redor do suporte. Já para as pressões de injeção de $0,7P_{inj}$, $0,8P_{inj}$ e $1,15P_{inj}$ os pontos de plastificação aumentam significativamente, o que explica o acréscimo dos recalques para os casos $0,7P_{inj}$ e $0,8P_{inj}$ (Figura 4.20) e o decréscimo das convergências para os casos $1,1P_{inj}$ e $1,15P_{inj}$ (Figura 4.18).

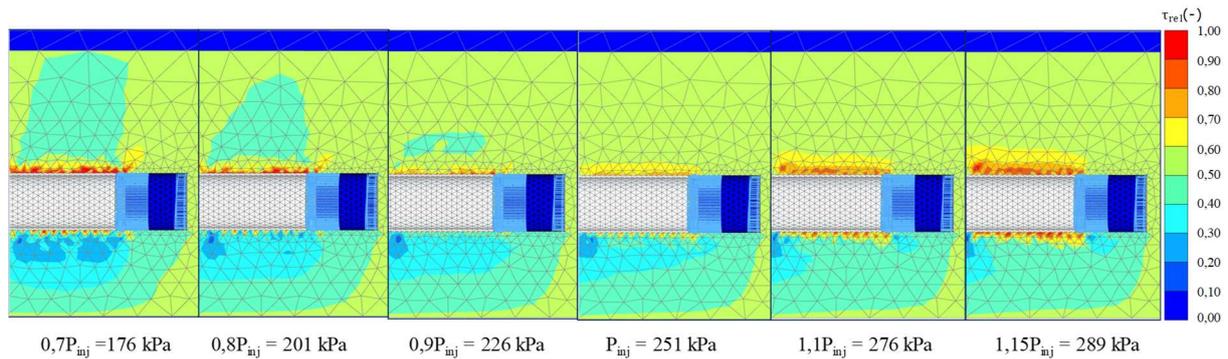


Figura 4.20 Tensão cisalhante relativa para diferentes pressões da injeção.

4.4.1.4. Influência do índice de recompressão κ^*

Foi avaliado a influência do índice de recompressão nas convergências do sistema de suporte e nos deslocamentos na superfície do terreno. A variação do parâmetro (κ^*) foi de $\pm 25\%$ do valor validado e ajustado para o modelo SS e SSC ($\kappa^* = 0,04$). Das simulações foram determinadas incrementos de 14% (para $\kappa^* = 0,05$) e decrementos de 18% (para $\kappa^* = 0,03$) na convergência vertical do sistema de suporte (Figura 4.21). A influência do índice de recompressão nos recalques superficiais não foram significativas, provavelmente porque a descarga do solo escavado do túnel gera deslocamentos maiores na base do que no topo do túnel, como mostra a Figura 4.8.

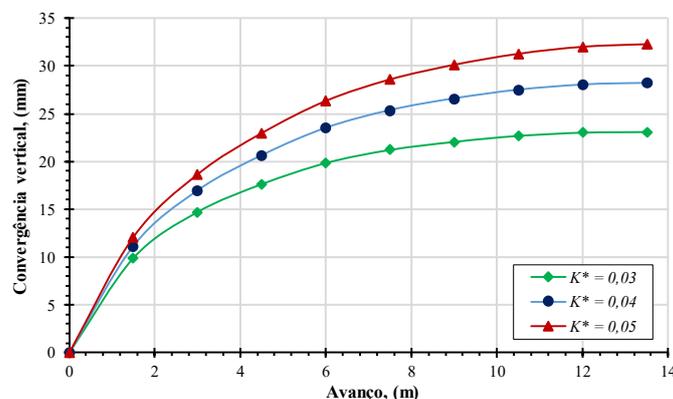


Figura 4.21 Influência do índice de recompressão do solo κ^* .

4.4.1.5. Influência da rigidez a flexão do suporte

A rigidez à flexão do sistema de suporte primário está em função do número e posição das juntas entre os elementos pré-moldados (aduelas). O fator de redução usado até agora ($\alpha = 0,2$), proposto por Rodriguez *et al.* (2012), foi obtido a partir de uma análise em estado plano de deformações, de modo que desconsidera as juntas no sentido transversal do túnel. Os parâmetros analisados até agora não permitem explicar a magnitude dos valores médios das convergências obtidos das medições (da ordem dos 50 mm), já que mostraram não ter uma influência significativa. Devido ao anterior, é possível obter o valor de α para a condição 3D a partir do valor médio das convergências verticais e horizontais obtidas das medições. A Tabela 4.3 apresenta os casos analisados.

Tabela 4.3 Módulos de Young com diferentes fatores de redução de rigidez.

Parâmetro	Unidade	1	2	3
Fator de redução de rigidez a flexão, α	-	0,2	0,1	0,067
Módulo de Young, E	GPa	5,21	2,60	1,74

A Figura 4.22 apresenta os resultados das convergências obtidas para os diferentes valores de α . A partir dos resultados, identifica-se que a α influencia significativamente no desenvolvimento das convergências. Nesse contexto, considerando as juntas transversais e longitudinais do sistema de suporte e com o objetivo de ajustar as convergências da modelagem numérica com as convergências medidas e estabilizadas no TEO (Aguilar *et al.*, 2012), foi adotado um valor de fator de redução de rigidez ($\alpha = 0,067$) para as seguintes análises numéricas a serem realizadas. A influência dos valores de fator de redução de rigidez não foi significativa nos recalques superficiais.

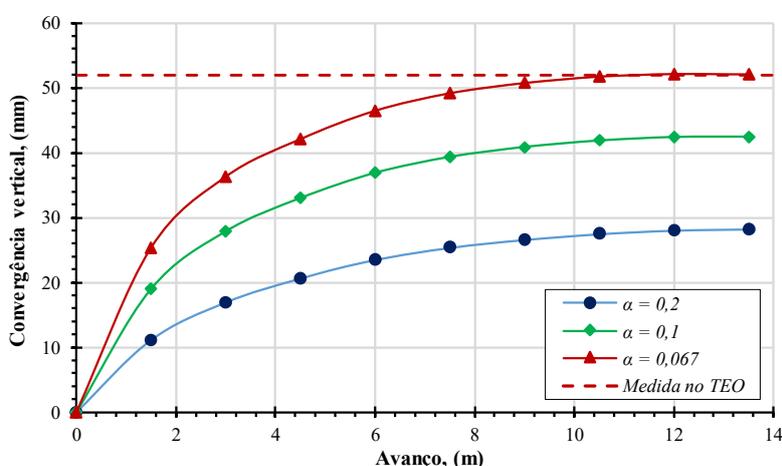


Figura 4.22 Influência da rigidez a flexão do sistema de suporte.

4.4.1.6. *Influência do rebaixamento da condição hidrostática*

O rebaixamento da hidrostática, como uma condição inicial das poropressões, foi um cenário de análises baseado nas medições piezométricas feitas no trecho de estudo (Figura 3.10; COMISSA, 2011). Nesse trecho foram observados diferentes níveis de rebaixamento da condição hidrostática. Para avaliar a sua influência nas convergências do sistema de suporte, foram realizadas simulações numéricas para diferentes níveis de rebaixamento. O rebaixamento assumido para a modelagem foi da forma linear com a profundidade, como mostrado na Figura 4.23.

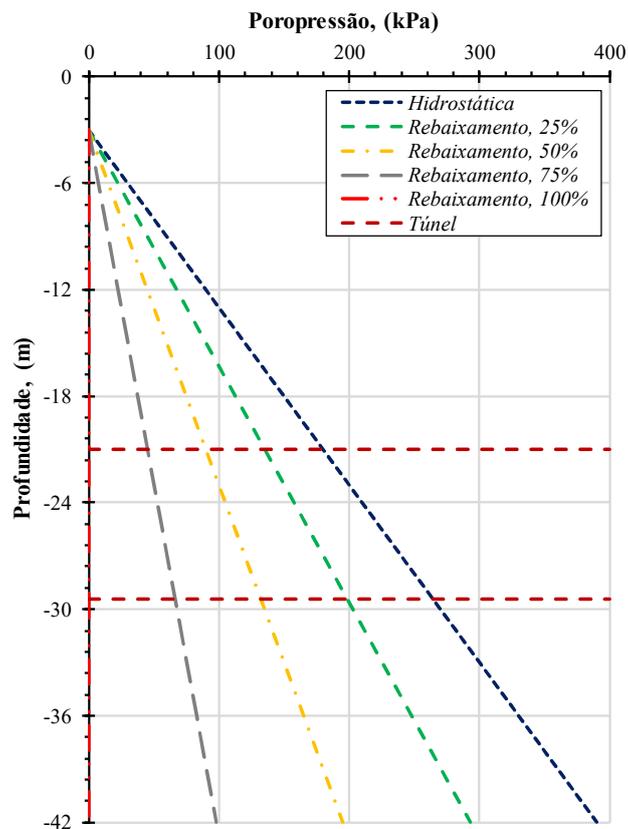


Figura 4.23 Condições iniciais de poropressão considerando o rebaixamento da hidrostática.

Na Figura 4.24 estão ilustradas as convergências verticais do sistema de suporte para os diferentes níveis de rebaixamento da condição hidrostática. Observa-se o maior incremento na convergência vertical para um rebaixamento de 25%. Já para rebaixamentos de 50, 75 e 100% não há variação significativa nas convergências do sistema de suporte. A convergência vertical obtida na modelagem numérica em condições não drenadas para um rebaixamento total da condição hidrostática (100%) atinge um valor máximo de 67 mm e um recalque superficial máximo de 51 mm (Figura 4.25).

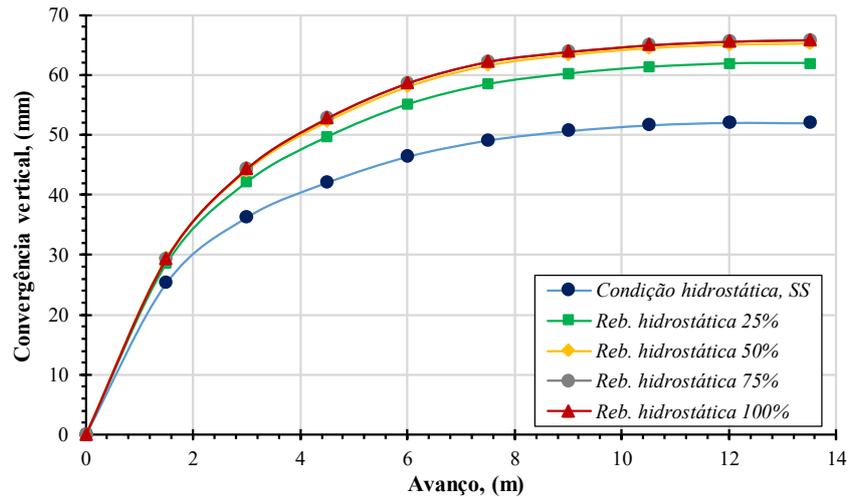


Figura 4.24 Influência do rebaixamento da condição hidrostática.

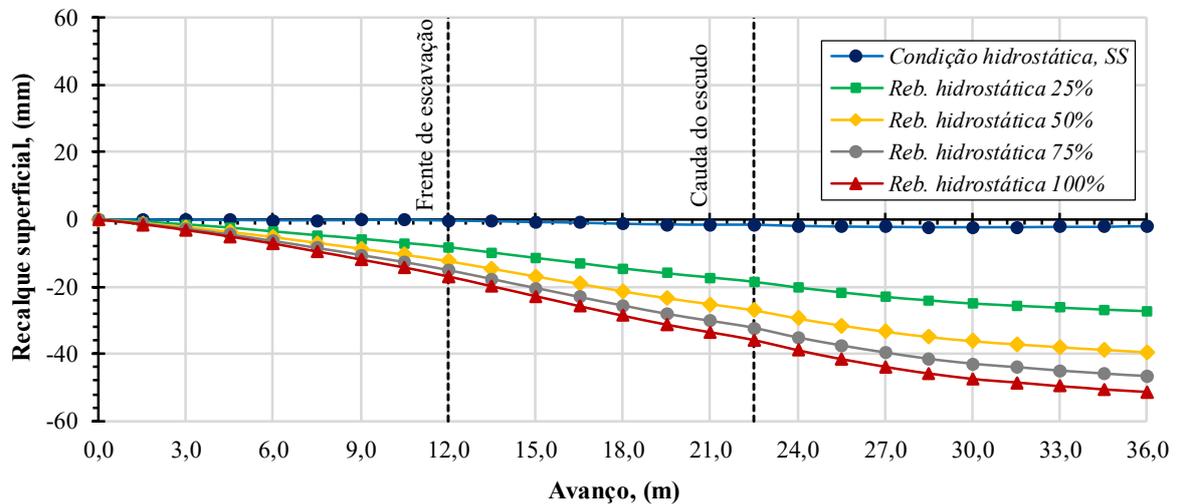


Figura 4.25 Influência do rebaixamento da condição hidrostática.

Os valores das convergências obtidos até agora permitem reproduzir os valores médios medidos no TEO, porém ainda estão muito longe de atingir os valores pico que podem ir de 80 até 170 mm. Nesse sentido, com o objetivo de pesquisar e comparar qualitativamente com as convergências medidas no TEO, foram desenvolvidas análises numéricas mudando a hipótese de drenagem do solo mole ao redor do túnel.

4.4.2. Condições drenadas

A hipótese de usar condições drenadas para a camada argilosa, pode ser justificada considerando o seguinte:

- 1) os acréscimos de poropressão gerados pela escavação e construção do túnel se desenvolvem numa pequena faixa de solo justo ao redor do suporte (Figura 4.26), principalmente nas laterais e na base do túnel;
- 2) ao longo da série argilosa superior podem ser encontrados lentes arenosas ou siltosas com espessuras variáveis (Rodríguez, 2010; Hernández, 2013; Zaldivar, 2013; Lees, 2016) e a própria camada dura permeável, podendo ser atravessados pela TBM durante a escavação do túnel e permitir assim a rápida dissipação do acréscimo das poropressões; e
- 3) devido à cercania dos picos de excesso de poropressão ao suporte primário, estes poderiam ser dissipados através das juntas entre aduelas, como sugerido por Gutierrez e Schimitter (2010).

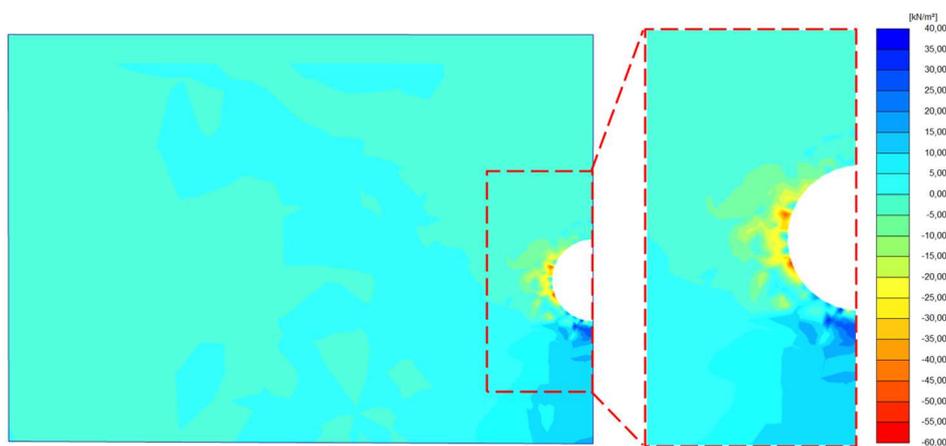


Figura 4.26 Excesso de poropressão ao redor do túnel.

Para as simulações numéricas em condições drenadas foram necessárias cinco etapas de avanço adicionais às descritas na Tabela 3.8, as quais permitiram a estabilização das convergências do sistema de suporte.

4.4.2.1. *Influência da velocidade de avanço*

Com o objetivo de avaliar a influência da velocidade de avanço da escavação, foram realizadas simulações com as três velocidades utilizadas nas análises em condições não drenadas. Nas Figuras 4.27 e 4.28 pode-se observar que a velocidade de avanço da escavação em condições drenadas tem influência mínima nas convergências do sistema de suporte. No entanto, percebe-se que em menores velocidades de avanço são geradas maiores convergências.

Por outro lado, determinou-se que as convergências são maiores para o modelo SSC do que os valores determinados usando o modelo SS. Conclui-se que o efeito da fluência (*creep*) do

solo pode ser significativo nas análises em condições drenadas. As convergências verticais e horizontais obtidas pelo modelo SS aumentaram em 13 e 21%, respectivamente, quando o modelo SSC foi considerado, para uma velocidade média de 0,064 dia/anel.

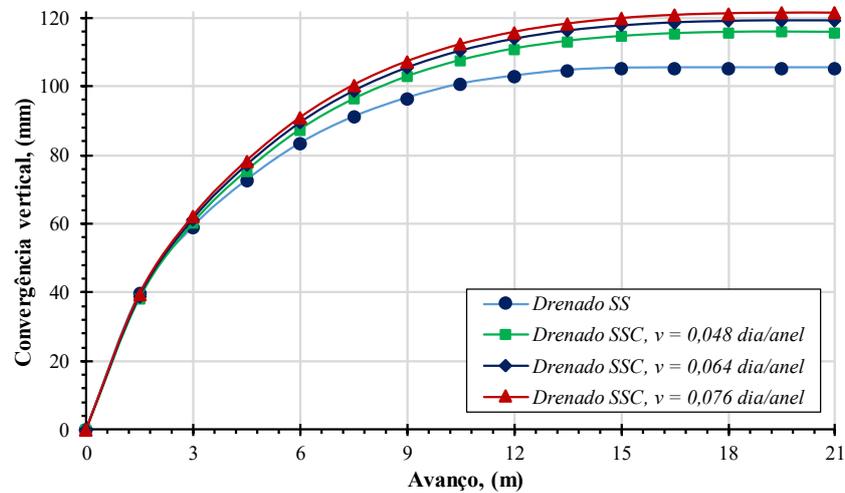


Figura 4.27 Influência da velocidade do avanço na convergência vertical.

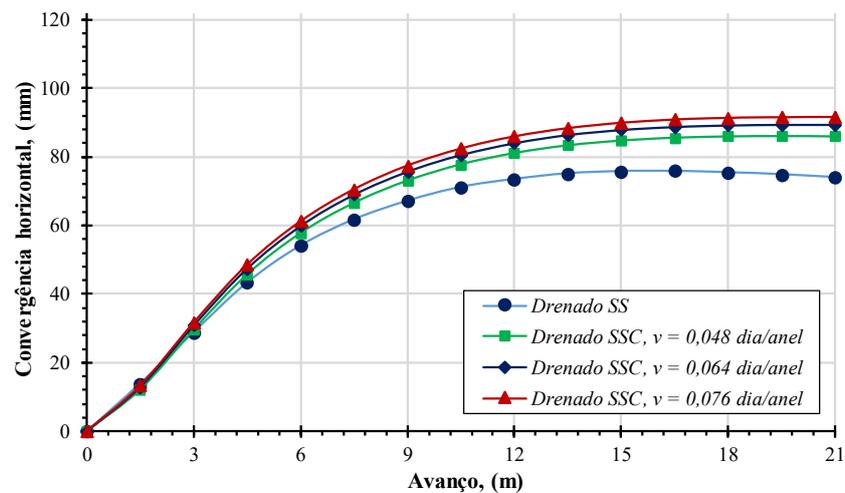


Figura 4.28 Influência da velocidade do avanço na convergência horizontal.

4.4.2.2. *Influência do rebaixamento da condição hidrostática*

a) *Modelo SS*

Da mesma forma que a análise em condições não drenadas, foi realizada análise em condições drenadas com rebaixamento da condição hidrostática por meio do modelo constitutivo SS. Na Figura 4.29, pode-se observar que as convergências verticais aumentam linearmente até o 75% do rebaixamento da condição hidrostática. As convergências verticais e

horizontais do sistema de suporte são influenciadas significativamente pelo rebaixamento total da condição hidrostática.

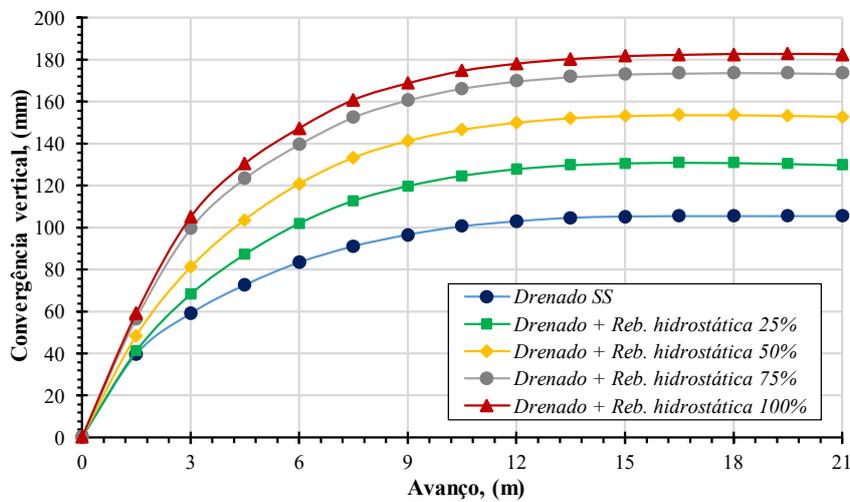


Figura 4.29 Influência do rebaixamento na convergência vertical.

Com as variações das convergências para diferentes níveis de rebaixamento, foram construídas as curvas de convergências máximas *versus* rebaixamento da condição hidrostática, Figura 4.30. Para as convergências medidas no TEO, vertical de 170 mm e horizontal de 140 mm (COMISSA, 2011; Hernández, 2013), foi determinado um rebaixamento de 70% da condição hidrostática, através do modelo SS.

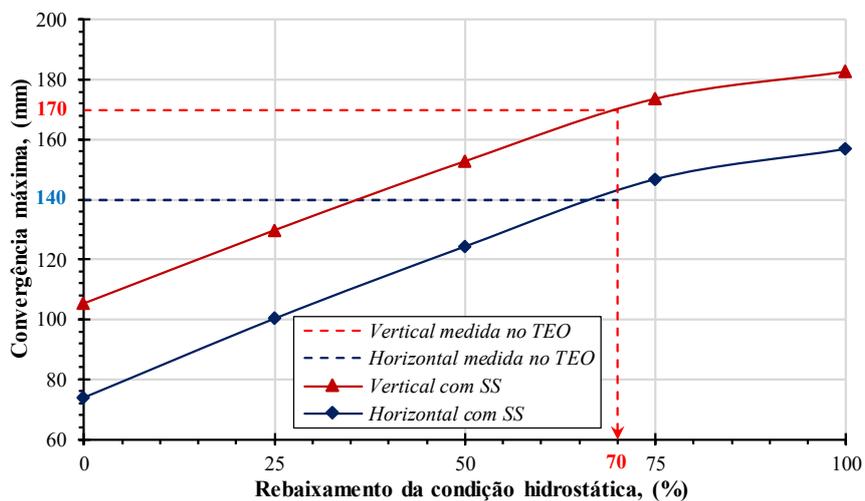


Figura 4.30 Influência do rebaixamento na convergência vertical e horizontal.

Foram determinados os recalques superficiais para os diferentes níveis de rebaixamento. O máximo recalque superficial obtido para um rebaixamento total da condição hidrostática foi de 215 mm, e para um rebaixamento de 70% foi determinado um recalque máximo de 180 mm.

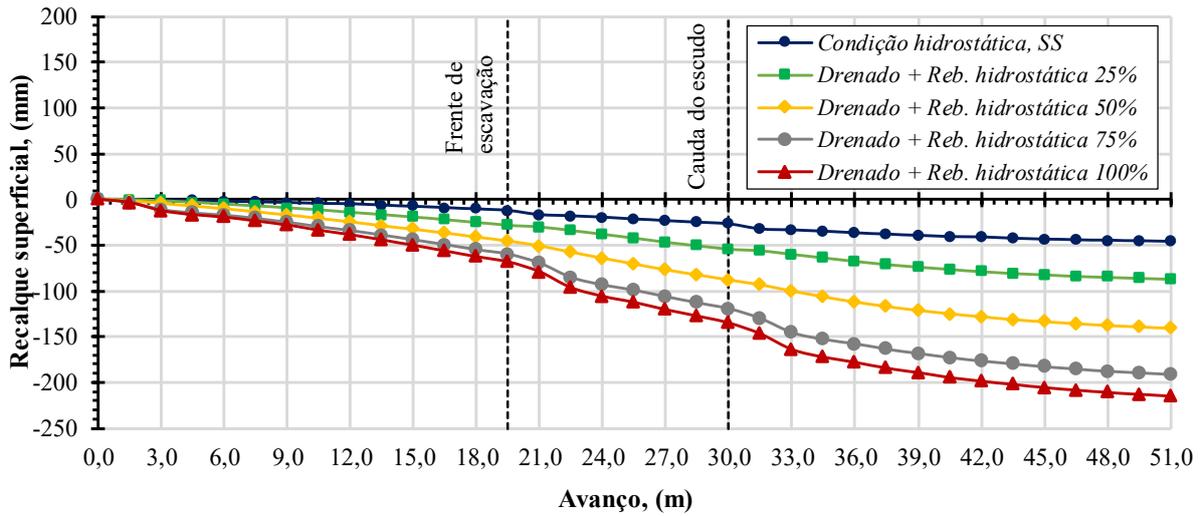


Figura 4.31 Influência do rebaixamento no recalque superficial.

b) Modelo SSC

Considerando que a fluência do solo tem influência para as condições drenadas, foi também realizada análise com rebaixamento da condição hidrostática utilizando o modelo constitutivo SSC. Na Figura 4.32 é possível identificar que as convergências do sistema de suporte aumentam com o nível de rebaixamento da condição hidrostática. A convergência máxima vertical sem rebaixamento foi de 120 mm e com rebaixamento total foi de até 196 mm.

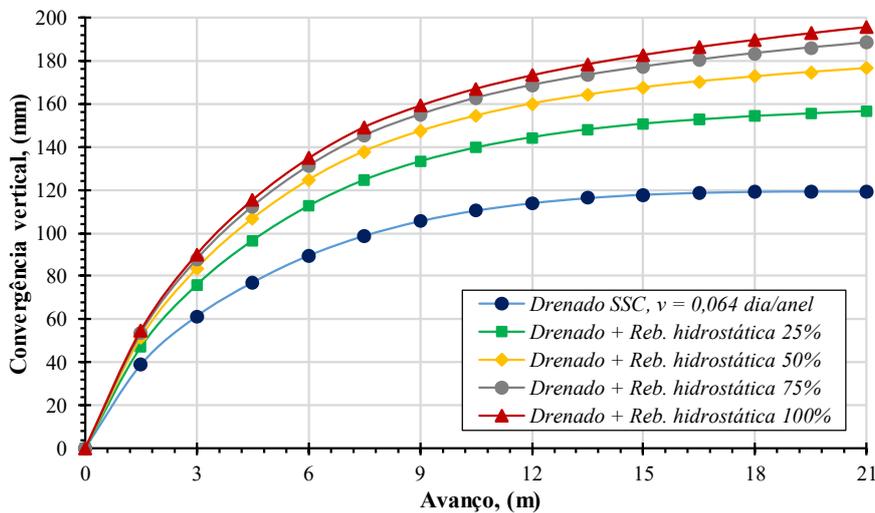


Figura 4.32 Influência do rebaixamento na convergência vertical.

Com as variações das convergências para diferentes níveis de rebaixamento da condição hidrostática foram elaboradas curvas de convergência máxima *versus* rebaixamento, Figura 4.33. Para as convergências medidas no TEO, vertical de 170 mm e horizontal de 140 mm, foi determinado neste caso um rebaixamento de 40% da condição hidrostática.

O recalque máximo para cada nível de rebaixamento é apresentado na Figura 4.34. Para o 40% foi determinado um recalque máximo de 350 mm, que são valores próximos aos máximos obtidos na medição topográfica superficial no TEO (Hernández, 2013).

Em ambas as figuras pode-se observar que foram determinados os deslocamentos considerando uma variação do índice de fluência modificado (μ^*) de $\pm 20\%$. Os recalques superficiais são fortemente influenciados pela variação μ^* (Figura 4.33), apresentando variações de $\pm 19\%$, enquanto que para as convergências apresenta variações de $\pm 3\%$ só (Figura 4.33).

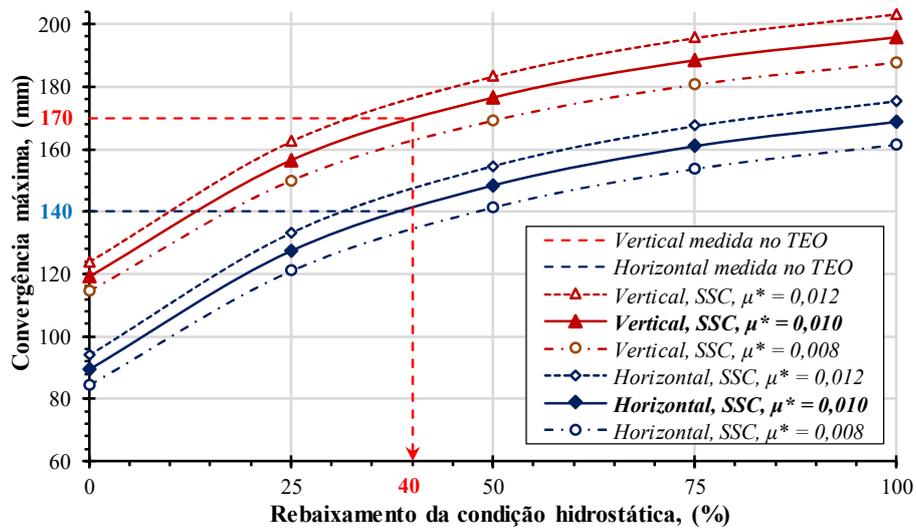


Figura 4.33 Influência do rebaixamento na convergência vertical e horizontal.

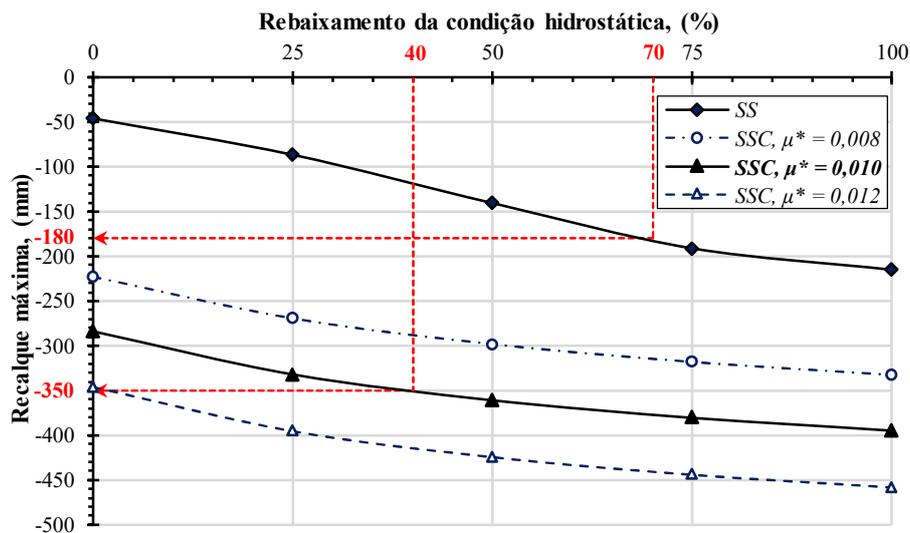


Figura 4.34 Influência do rebaixamento no recalque superficial máximo.

5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

5.1. CONCLUSÕES

A escavação de túneis com tuneladora tipo TBM-EPB é cada vez mais utilizada em solos moles devido às suas vantagens, que se devem principalmente à estabilidade da frente de escavação através de uma pressão de suporte na frente de corte. A aplicação adequada de pressões de operação da tuneladora pode minimizar os deslocamentos gerados no solo circundante e no sistema de suporte.

A modelagem numérica mediante o método dos elementos finitos (MEF, Plaxis 3D) torna-se uma ferramenta versátil que permite considerar diferentes modelos constitutivos dos materiais envolvidos, o adensamento do solo compressível, o rebaixamento das condições hidrostáticas e a interação do sistema de suporte e do solo circundante.

O comportamento do solo mole foi simulado com os modelos constitutivos *SS* e *SSC*. Este último considera o comportamento do material em função da velocidade de avanço da tuneladora, seja em condições drenadas ou não drenadas. Os parâmetros obtidos dos ensaios triaxiais desenvolvidos por Alberro e Hiriart (1973) foram ajustados e validados para os modelos *SS* e *SSC* mediante o módulo *SoilTest*, concluindo que o modelo constitutivo que permite simular de forma mais próxima o comportamento das argilas moles considerando diferentes velocidades de deformação é o modelo *Soft Soil Creep*.

Das análises numéricas para condições de projeto, ou seja, utilizando os parâmetros de solo mole ajustados e as pressões de operação determinadas para a estratigrafia e a profundidade do túnel definida, determinou-se que as convergências do sistema de suporte, tanto vertical quanto horizontal, encontram-se dentro dos limites de convergência definida para o projeto TEO, mas longe do que foi medido.

Foram realizadas análises paramétricas com o objetivo de pesquisar as convergências máximas desenvolvidas no TEO, mediante análises em condições não drenadas e em condições drenadas. Das análises em condições não drenadas, conclui-se que as pressões de suporte de frente de escavação, pressão de injeção de graute, velocidade de avanço e fluência (*creep*) do solo não geram variações importantes nas convergências do sistema de suporte. Porém, tanto a pressão de frente de escavação quanto a pressão de injeção influenciam significativamente nos

recalques superficiais. A rigidez do anel de segmentos tem uma influência significativa no desenvolvimento das convergências. De acordo com os resultados obtidos, o fator de redução da rigidez à flexão adotado para análises em estado plano de deformações ($\alpha = 0,2$) não foi adequado para a análise tridimensional, já que não considera a influência das juntas longitudinais entre anéis de concreto pré-moldado. Nesse contexto, considerando as juntas transversais e longitudinais do sistema de suporte e com o objetivo de ajustar as convergências da modelagem numérica com os valores médios medidos no TEO, foi calculado um valor de $\alpha = 0,067$, que foi utilizado nas análises subsequentes.

O rebaixamento das condições hidrostáticas tem influência significativa nas convergências do sistema de suporte. No entanto, as convergências máximas obtidas em condições não drenadas não reproduziram os valores máximos medidos no TEO.

Diante das análises em condições drenadas para diferentes níveis de rebaixamento da condição hidrostática, foram determinadas as convergências máximas medidas no TEO (vertical de 170 mm e horizontal de 140 mm) com o uso do modelo *Soft Soil* para um nível de rebaixamento de 70%. Com a utilização do modelo *Soft Soil Creep*, as convergências máximas medidas no TEO foram obtidas para um nível de rebaixamento da condição hidrostática de 40%, permitindo identificar as deformações plásticas desenvolvidas no solo circundante, gerando maiores convergências no sistema de suporte e nos recalques superficiais.

5.2. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Continuar com a pesquisa de estudo de deformações em solos moles durante a construção de tuneis considerando um modelo constitutivo que permita considerar, além da fluência (*creep*) o efeito da anisotropia e estrutura do solo.

Implementar a modelagem numérica do preenchimento do graute no espaço anelar entre o sistema de suporte e o solo escavado, considerando a evolução da resistência do graute com o tempo.

Implementar a modelagem numérica tendo em vista as juntas transversais e longitudinais de anéis de segmentos do suporte primário para uma simulação mais realista do processo de instalação do sistema de suporte.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (2001). NBR 6484. Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro, RJ, 17p.
- ANAGNOSTOU, G. & KOVÁRI, K. (1996). Face stability in slurry and EPB shield tunneling. *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, Mair & Taylor (eds). Balkema, Rotterdam. pp. 453-458.
- AGUIAR, G. (2017). Túneis escavados em solo por máquina tuneladora: conceituação, comportamento do maciço e modelagem numérica. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotecnia. São Paulo. 148 p.
- AGUILAR, T. M., MARROQUIN, R. M., NÚÑEZ, J. L.R., COMULADA, M. & AUVINET, G. (2012). Mexico City deep eastern drainage tunnel. *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground-Viggiani* (ed) © 2012 Taylor & Francis Group, London. pp. 3-20.
- ALBERRO, J. & HIRIART, G. (1973). Resistencia a largo plazo de las arcillas de la ciudad de México. México, D.F: Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM. México. 77 p.
- AUVINET, G. & RODRÍGUEZ, J. F. (2011). Analysis, design, construction and behaviour of underground structures. *Pan-Am CGS Geotechnical Conference*. 9 p.
- AUVINET, G., MÉNDEZ, E. & JUÁREZ, M., (2017). *El Subsuelo de la Ciudad de México. 3ra Edición con revisión y avances*, Universidad Nacional Autónoma de México, Instituto de Ingeniería UNAM. México. 335 p.
- ASSIS, A. P. (2002). *Mecânica das Rochas: Obras Subterrâneas - Notas de Aula*. Departamento Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- AUGUSTESEN, A., LIINGAARD, M. & LADE, P. V. (2004). Evaluation of Time-Dependent Behavior of Soils. *International Journal of Geomechanics*, Vol. 4, No. 3, ©ASCE. pp. 137-156.
- BENTLEY. (2021). *Plaxis 3D - Material Models Manual*. Connect Edition V21.01. Dublin, Ireland.
- BENTLEY. (2021). *Plaxis 3D - Reference Manual*. Connect Edition V21.01. Dublin, Ireland.
- BENTLEY. (2021). *Plaxis 3D - Tutorial Manual*. Connect Edition V21.01. Dublin, Ireland.
- BREUNING, V. (2012). Túnel Emisor Oriente: The biggest Sewage Project in the World. *Official Journal of the STUVA*. Germany. pp. 32-38.
- BRINKGREVE, R.B.J. (1994). *Geomaterial models and numerical analysis of softening*. Dissertation. Delft University of Technology. 156 p.
- BROMS, B. B., BENNERMARK, H. (1967). Stability of clay at vertical openings. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*. ASCE, v. 93. pp. 71-94.
- BTS (2004). “Tunnel lining design guide”, The British Tunnelling Society and Institute of Civil Engineering, Thomas Telford. London. 195 p.
- BUISMAN, A. S. K. (1936). Results of Long Duration Settlement Tests, *Proceedings, First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Cambridge, Massachussets, ISSMFE, vol.1, pp. 103-105.

- BUTTERFIELD, R. (1979). A natural compression law for soils (an advance on e-log p') (technical note). *Géotechnique* 29(4), pp. 469–480.
- CHAPMAN, D., METJE, N. & STÄRK, A. (2018). *Introduction to Tunnel Construction*. 2ª ed, Boca Raton: CRC Press, Boca Raton, New York. 425 p.
- CLOUGH, G. W. & SCHMIDT, B. (1977). "Design and Performance of Excavations and Tunnels in Soft Clay". Dept. of Civil Engineering, Stanford University. pp. 569-634.
- COMISSA, (2011). Análisis Geotécnico del Revestimiento Definitivo del Túnel Emisor Oriente Tramo 1, Zona 1, L-00 a L-01. Constructora Mexicana de Infraestructura Subterránea, S.A. DE C.V. México. 25 p.
- CONAGUA (2018). *Construcción del Túnel Emisor Oriente*. Comisión Nacional del Agua. México. 216 p.
- DIAS, D. & KASTNER R. (2013). Movements caused by the excavation of tunnels using face pressurized shields - Analysis of monitoring and numerical modeling results. *Engineering Geology* 152. pp. 17–25.
- DÍAZ-RODRÍGUEZ J.A. (2016). El Subsuelo de la Ciudad de México. XXVIII Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica. México. pp. 1-39.
- DO, N. A., DIAS, D., ORESTE, P., DJERAN-MAIGRE I. (2013). 3D Modelling for Mechanized Tunnelling in Soft Ground-Influence of the Constitutive Model. *American Journal of Applied Sciences*. Science Publications. pp. 863-875.
- DO, N. A., DIAS D. & ORESTE, P. (2014). 2D Tunnel Numerical Investigation: The Influence of the Simplified Excavation Method on Tunnel Behaviour. *Geotech Geol Eng* v.32, pp. 43-58.
- DO, N. A., DIAS D., ORESTE, P. & DJERAN-MAIGRE I. (2014). Three-dimensional numerical simulation of a mechanized twin tunnels in soft ground. *Tunnelling and Underground Space Technology* 42, pp. 40-51.
- FARIAS, M. M., JÚNIOR, A. H. M. & ASSIS, A. P. (2004). Displacement control in tunnels excavated by the NATM: 3-D numerical simulations. *Tunnelling and Underground Space Technology* 19, pp. 283-293.
- GENS, A., PERSIO, R., DI MARIANO, A., CASTELLANZA, R. & ARROYO, M. (2009). Relación entre parámetros de una tuneladora EPB y los movimientos del terreno. *Jornadas Hispano Portuguesas sobre geotecnia en las infraestructuras ferroviarias*, Madrid, pp. 433-441.
- GUGLIELMETTI, V., GRASSO, P., MAHTAB, A. & XU S. (2008). *Mechanized Tunnelling in Urban Areas. Design Methodology and Construction Control*. Taylor & Francis Group, London. 528p.
- HEJAZI, Y., DIAS, D. & KASTNER, R. (2008). Impact of constitutive models on the numerical analysis of underground constructions. *Acta Geotechnica* 3. pp. 251-258.
- HERNÁNDEZ, R.G. (2013). *Instrumentación para la auscultación de túneles en suelos blandos*. Tesina de Especialidad en Geotecnia. UNAM, México. 85 p.
- HERNÁNDEZ, Y. Z., FARFÁN, A. D. & ASSIS, A. P. (2019). Three-dimensional analysis of excavation face stability of shallow tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 92. pp. 1-9.

- HERRENKNECHT AG@ (2021). EPB SHIELD. Disponível em: <https://www.herrenknecht.com/>. Schwanau, Alemanha.
- ITA/AITES (2007). Settlements induced by tunneling in Soft Ground. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 22, pp. 119-149.
- JALLOW A., OU CH. & LIM A. (2019). Three-dimensional numerical study of long-term settlement induced in shield tunneling. *Tunnelling and Underground Space Technology* 88, pp. 221–236.
- JONES B. (2022). *Soft ground tunnel design*. First edition. CRC Press, Taylor & Francis Group, LLC. 559 p.
- JUÁREZ, C. M., AUVINET, G. G. & MÉNDEZ, S. E. (2016). Geotechnical Zoning of Mexico Valley Subsoil. *Ingeniería Investigación y Tecnología*, volumen XVII (número 3). pp. 297-308.
- KANAYASU, S., KUBOTA, I. & SHIKUBU, N. (1995). Stability of face during shield tunnelling – A survey on Japanese shield tunnelling. in *Underground Construction in Soft Ground*. Fujita & Kusakabe (eds), Balkema, Rotterdam. pp. 337-343.
- KARSTUNEN, M. & AMAVASAI, A. (2017). *Best Soil: Soft soil modelling and parameter determination*. Department of Architecture and Civil Engineering. Chalmers University of Technology. Gothenburg, Sweden. 84 p.
- KAVVADAS, M., LITSAS, D., VAZAIOS, I. & FORTSAKIS, P. (2017). Development of a 3D finite element model for shield EPB tunneling. *Tunnelling and Underground Space Technology* 65. pp. 22–34.
- KEMPFERT, H. G. & GEBRESELASSIE, B. (2006). *Excavations and Foundations in Soft Soils*. Springer Berlin Heidelberg New York. 591 p.
- LEE, K.M., JI, H.W., SHEN, C.K., LIU, J.H. & BAI, T.H. (2000). A case study of ground control mechanisms of EPB shield tunnelling in soft clay. *Proc. Int. Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, Tokyo, Balkema, pp. 251-256.
- LEE, H. CHOI, H., CHANG, S., KANG, T. & LEE, CH. (2021). Numerical Simulation of EPB Shield Tunnelling with TBM Operational Condition Control Using Coupled DEM–FDM. *Applied Sciences* 11(6), 2551. 19 p.
- LEES, A. (2016). *Geotechnical Finite Element Analysis*. London - UK: ICE Publishing. 278 p.
- LING, X., KONG, X., TANG, L., ZHAO, Y., TANG, W. & ZHANG, Y. (2022). Predicting earth pressure balance (EPB) shield tunneling-induced ground settlement in compound strata using random forest. *Transportation Geotechnics* 35, 100771. 13 p.
- MAIDL, B., HERRENKNECHT, M., MAIDL, U. & WEHRMEYER, G. (2012). *Mechanised Shield Tunneling*. 2ª edição, Berlin: Ernst & Sohn, a Wiley Company, Berlim, Alemanha. 470 p.
- MAIR, R. J. & TAYLOR, R. N. (1997). Theme lecture: Bored tunnelling in the urban environment”. 14th International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, Balkema, Rotterdam, Vol. 4, pp. 2353-2385.
- MARWAN, A. (2019). *Computational Analysis of Segmental Linings in Mechanized Tunneling*. Thesis doctoral, Institute for Structural Mechanics, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Ruhr University Bochum. Bochum. 214 p.

- MESRI, G., A. ROKHSAR Y B. F. & BOHOR (1975). Composition and compressibility of typical samples of Mexico City clay. *Géotechnique* (25)3. pp. 527-554.
- MÖLLER, S., (2006). Tunnel induced settlements and structural forces in linings. Herausgeber: Thesis doctoral Universität Stuttgart. Institut für Getechnik. Herausgeber P. A. Vermeer. Berlin. 174 p.
- MÖLLER, S.C. & VERMEER, P.A. (2008). On numerical simulation of tunnel installation. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 23. pp. 461-475.
- MOLLON G, DIAS D. & SOUBRA AH. (2013). Probabilistic analyses of tunnelling-induced ground movements. *Acta Geotechnica* 8. pp. 181-199.
- NEHER, H., WEHNERT, M. & BONNIER, P. (2000). An evaluation of soft soil models based on trial embankments. In C. Desai, *Computer Methods and Advances in Geomechanics*. pp. 373-379.
- NETO, F.R.M. (2011). Análise Numérica 3D do túnel auxiliar de jusante da UHE Simplício-Anta. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Mecânica das Estruturas e Construção Civil da Universidade de Goiás. 121 p.
- OCHMAŃSKI, M., SPACAGNA, R.L. & MODONI, G. (2020). 3D numerical simulation of consolidation induced in soft ground by EPB technology and lining defects. *Computers and Geotechnics* 128. Elsevier Ltd. pp. 1-16.
- OVANDO, S.E., RODRÍGUEZ, R.J.F. & VALDERRAMA, A.Y.V. (2019) Geotechnical Characteristics of Natural and Reconstituted Lacustrine Mexico City Clays. *Geotech Geol Eng* 38, pp. 1471–1484.
- PECK, R. (1969). “Deep excavation and tunneling in soft ground”, State of the art report Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, México City, México, pp. 225-281.
- PEREZ, M. A., AUVINET, G. & RODRIGUEZ, J.F. (2014). Esfuerzos en el revestimiento de un túnel circular a partir de mediciones de campo y de una solución analítica. XXVII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica. México. 8 p.
- POSSARI, D. C. (2016). Modelagem numérica 3D de escavação mecanizada de túneis com TBM. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 105 p.
- PÓVOA, L. M. M. (2016). Caracterização geotécnica de um depósito de solo mole em área de baixada localizada em Macaé-RJ. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Centro de Ciência e Tecnologia, Laboratório de Engenharia Civil, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro.
- QUEVEDO, F. P. M. (2017). Comportamento a longo prazo de túneis profundos revestidos com concreto: modelo em elementos finitos. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre. 209 p.
- REIS, A.P.C. (2020). Simulação Numérica Tridimensional da Escavação do Trecho Asa Norte do Metrô do DF com Tuneladora Tipo EPB. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM - 346/2020, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 108 p.
- RINCON, E. R. (2016). Análise experimental do comportamento de sistemas radier estaqueado em solos moles em processos de adensamento. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-

- 119/16, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 237 p.
- RÍOS, A. M. (2009). Procedimiento de excavación con escudo para la construcción del Túnel Emisor Oriente en el Valle de México. Tesis (Maestría). Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México. México. 126 p.
- RODRÍGUEZ, J. F. R. (2010). Modelado del comportamiento de pilotes e inclusiones sometidos a consolidación regional, en la zona lacustre de la Ciudad de México. Tesis de Doctorado. UNAM, México. 245 p.
- RODRIGUEZ, J. F. R., AUVINET, G., AGUILAR, M. A. & PEREYRA, J. A. (2012). Análisis y diseño del revestimiento definitivo de túneles en suelos blandos. 2° Simposio Internacional sobre túneles y lumbreras en suelos y roca. Ciudad de México. 10 p.
- RODRÍGUEZ, J. F. R., AUVINET, G. & VÁZQUEZ, F. (2013). Design of tunnel lining in consolidating soft soils. Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris. Technical Committee 204. pp. 1765-1768.
- SCHIENA, F., LEMBO FAZIO, A. & GRAZIANI, A. (2019). FEM 3D Analysis of Settlements Induced by Shallow Tunnels in Coarse-Grained Soils. National Conference of the Researchers of Geotechnical Engineering. Geotechnical Research for Land Protection and Development. pp. 658–667.
- SIVASITHAMPARAM, N., KARSTUNEN, M. & BONNIER, P. (2015). Modelling creep behaviour of anisotropic soft soils. *Computers and Geotechnics* 69, pp. 46–57.
- SUGIYAMA, T., HAGIWARA, T., NOMOTO, T., NOMOTO, M., ANO, Y., MAIR, R. J. & SOGA, K. (1999). Observations of ground movements during tunnel construction by slurry shield method at the docklands light railway Lewisham Extension-East London. *Soils and Foundations*. Vol. 39. No 3. pp. 99-112.
- VERMEER, P.A. & NEHER, H.P. (1999). A soft soil model that account for creep. *Beyond 2000 in computational geotechnics*, Balkema, pp. 249-261.
- WANG, J. H., DESAI, C. S. & ZHANG L. (2019). Soft Soil and Related Geotechnical Engineering Practice. *International Journal of Geomechanics*. Vol. 19 (11), ©ASCE.
- WATASHI, D. B. (2019). Estudo Paramétrico de Escavações Subterrâneas. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 148 p.
- WONGSAROJ, J., BORGHI, X., SOGA, K., MAIR, R.J., SUGIYAMA, T., HAGIWARA, T. & BOWERS K.H. (2006). Effect of TBM driving parameters on ground surface movements: Channel Tunnel Rail Link Contract 220. Proc.5th Symp. onGeotech. Aspect of Undergr. Constr. in Soft Ground, K.J. Bakker *et al.* eds, Amsterdam. pp. 335-341.
- ZALDIVAR, S. F., RODRÍGUEZ, J. F. & AUVINET, G. (2012). Esfuerzos y desplazamientos alrededor de un túnel considerando el "efecto burbuja". 2° Simposio Internacional sobre túneles y lumbreras en suelos y roca, SMIG, AMITOS, México.
- ZALDIVAR, S. F. (2013). Metodología para el análisis y diseño de conexiones túnel-lumbrera y túnel-túnel en suelos blandos sometidos a hundimiento regional. Tesis de Maestría. UNAM, México. 208 p.
- ZHEN, Y. Y. & KARSTUNEN, M. (2011). Modelling strain-rate-dependency of natural soft clays combined with anisotropy and destructuration. *Acta Mechanica Solida Sinica* 24(3). pp. 216-230.