

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

**ANÁLISE NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE TÚNEIS**  
**EM SOLO COLAPSÍVEL**

**THAÍS MOREIRA PACHECO SAVINO**

**ORIENTADOR: MANOEL PORFÍRIO CORDÃO NETO**  
**COORIENTADORA: GIOVANNA MONIQUE ALELVAN**

**MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM GEOTECNIA**

**BRASÍLIA – DF, JULHO DE 2017**

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

**ANÁLISE NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE TÚNEIS  
EM SOLO COLAPSÍVEL**

**THAÍS MOREIRA PACHECO SAVINO**

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

**APROVADA POR:**

---

**MANOEL PORFÍRIO CORDÃO NETO, PhD (UnB)  
(ORIENTADOR)**

---

**GIOVANNA MONIQUE ALELVAN, BSc (UnB)  
(COORIENTADORA)**

---

**CLAUDIA MARCIA COUTINHO GURJÃO, PhD (UnB)  
(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**LETÍCIA PEREIRA DE MORAES, MSc (UnB)  
(EXAMINADOR EXTERNO)**

**DATA: BRASÍLIA/DF, 05 DE JULHO DE 2017.**

## FICHA CATALOGRÁFICA

SAVINO, THAÍS

Análise Numérica do Comportamento de Túneis em Solo [Distrito Federal] 2017.

78 p, 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Civil. 2010)

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

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

SAVINO, T. P. (2017). Análise Numérica do Comportamento de Túneis em Solo Colapsível. Monografia de Projeto Final, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 96 p.

## CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Thaís M. Pacheco Savino

TÍTULO DA MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL: Análise Numérica do Comportamento de Túneis em Solo Colapsível

GRAU: Bacharel em Engenharia Civil

ANO: 2017

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

---

Thaís M. Pacheco Savino

Condomínio Vivendas Bela Vista, módulo o casa 27  
Bairro Grande Colorado  
Brasília/DF - Brasil

## SUMÁRIO

<b>RESUMO</b> .....	<b>VI</b>
<b>LISTA DE FIGURAS</b> .....	<b>VIII</b>
<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	<b>1</b>
1.1 APRESENTAÇÃO .....	1
1.2 IDENTIFICAÇÃO DO PROBLEMA .....	2
1.3 HIPÓTESE.....	3
1.4 JUSTIFICATIVA .....	3
1.5 OBJETIVOS .....	4
1.5.1 OBJETIVO GERAL .....	4
1.5.2 OBJETIVO ESPECÍFICO .....	<b>ERRO! INDICADOR NÃO DEFINIDO.</b>
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>5</b>
2.1 FUNDAMENTOS DE TÚNEIS.....	5
2.1.1 BREVE HISTÓRICO .....	6
2.1.2 O USO DO ESPAÇO SUBTERRÂNEO .....	9
2.1.3 OS DESAFIOS DA ENGENHARIA DE TÚNEIS.....	11
2.1.4 TÚNEIS EM SOLO E EM ROCHA .....	13
2.1.5 MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE TÚNEIS EM SOLO.....	15
2.1.5.1 CONSTRUÇÃO MECANIZADA .....	16
2.1.5.2 CONSTRUÇÃO A VALA RECOBERTA (CUT-AND-COVER).....	17
2.1.5.3 CONSTRUÇÃO SEQUENCIAL.....	18
2.1.6 ESTADO DE TENSÃO E DEFORMAÇÃO DO MACIÇO DE SOLO ESCAVADO.....	19
2.2 SOLOS COLAPSÍVEIS .....	26
2.3 REVISÃO DE MODELOS CONSTITUTIVOS.....	28
2.4 COMPORTAMENTO MECÂNICO DO SOLO: MODELOS ELASTO- PLÁSTICOS .....	31

2.4.1	MODELO DE DRUCKER-PRAGER.....	32
2.4.2	MECÂNICA DO DANO CONTÍNUO.....	34
2.5	MODELAGEM NUMÉRICA UTILIZANDO O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS 38	
2.5.1	O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS .....	38
2.5.2	FERRAMENTA NUMÉRICA: ABAQUS® .....	40
<b>3</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS .....</b>	<b>42</b>
<b>4</b>	<b>RESULTADOS E ANÁLISES.....</b>	<b>46</b>
4.1	TÚNEL ESCAVADO A 25 METROS DE PROFUNDIDADE .....	46
4.1.1	MODELO ELÁSTICO LINEAR .....	46
4.2	TÚNEL LOCALIZADO A 50 METROS DE PROFUNDIDADE .....	49
4.2.1	MODELO ELASTICO LINEAR .....	49
4.2.2	MODELO ELASTOPLÁSTICO.....	50
4.3	TÚNEL LOCALIZADO A 75 METROS DE PROFUNDIDADE .....	52
4.3.1	MODELO ELÁSTICO LINEAR .....	52
4.3.2	MODELO ELASTOPLÁSTICO.....	54
4.3.3	MODELO ELASTOPLÁSTICO COM DANO .....	56
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....</b>	<b>59</b>
5.1	CONCLUSÕES .....	59
5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	59
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>60</b>

## RESUMO

### ANÁLISE NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE TÚNEIS EM SOLO COLAPSÍVEL

O espaço subterrâneo vem sendo cada vez mais utilizado para a construção de estruturas diversas como túneis rodoviários e ferroviários. No entanto, obras geotécnicas subterrâneas são caracterizadas pelo seu alto grau de risco associado tanto à imprevisibilidade das características hidromecânicas dos solos e das rochas que serão encontrados ao longo da escavação quanto ao possível impacto gerado no caso de colapso da estrutura. O comportamento que o maciço apresentará ao ser escavado para a construção de um túnel depende da complexa interação entre o maciço, a estrutura do túnel e o processo construtivo do túnel ao longo do tempo. Essa interação é amplamente influenciada pela composição estrutural físico-química do maciço. A colapsibilidade é um fenômeno observado em solos de diversas regiões do Brasil que depende da formação estrutural do solo. No entanto, esse comportamento colapsível dos solos ainda não é plenamente caracterizado pelos modelos matemáticos convencionais utilizados na Engenharia Geotécnica. Sendo assim, este estudo tem como objetivo verificar se a Mecânica do Dano é adequada para caracterizar matematicamente o comportamento mecânico de solos colapsíveis quando estes são escavados por túneis. Essa verificação foi feita por meio de simulações numéricas de túneis a 3 profundidades em um maciço, utilizando o software ABAQUS® que é um programa que utiliza o Método dos Elementos Finitos. A partir da análise dos resultados, concluiu-se que o mecanismo de dano não produziu os resultados esperados, sendo que os deslocamentos superficiais verificados para o modelo com e sem a consideração do dano foram iguais.

**PALAVRAS CHAVE:** Túneis, solos colapsíveis, método dos elementos finitos.

## **LISTA DE TABELAS**

Tabela 3.1 – Parâmetros utilizados no modelo elástico linear.

Tabela 3.2 – Parâmetros utilizados no modelo elastoplástico sem Dano.

Tabela 3.3 – Propriedades do modelo de Dano.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Ponto de saída da <i>Cloaca Massima</i> em Roma (Museo di Roma, 2016).....	7
Figura 2.2 - Trabalhadores no túnel abaixo do Rio Tâmis, em Londres, protegidos pelo recém inventado <i>shield</i> de Marc Brunel (Smithsonianmag, 2016).....	8
Figura 2.3 - Infraestrutura localizada no espaço subterrâneo da cidade (ITA, 2016).....	10
Figura 2.4 - Ilustração de uma estação de metrô abaixo de linha rodoviária superficial em Dusseldorf, Alemanha (Schuessler, 2016).....	10
Figura 2.5 - Cobertura impermeável instalada no túnel de São Gotardo.....	12
Figura 2.6 - Colapso na escavação do túnel do metrô de São Paulo. ....	13
Figura 2.7 - Uma TBM, máquina de escavação de túneis (Tunneling Journal, 2016) .....	16
Figura 2.8 - Partes constituintes de uma TBM (Herrenknecht, 2016).....	17
Figura 2.9 - Túnel escavado à vala recoberta (Ikoce, 2016).....	18
Figura 2.10 - Estado primário de tensões, presente no maciço de solo indeformado (França, 2006) .....	20
Figura 2.11 - Esquema do efeito arco (Guerra, 2016 – modificado de Almeida & Marques, 2001) .....	22
Figura 2.12 - Mobilização da resistência ao cisalhamento do solo no momento da escavação (Guerra, 2016 – modificado de França, 2006).....	22
Figura 2.13 - Modelo de Kirsch para uma abertura de túnel circular profunda (Guerra, 2016) .....	23
Figura 2.14 – Perfil transversal dos deslocamentos superficiais (Marques, 2006).....	25
Figura 2.15 – Grãos de areia unidos por tensão capilar (Araki, 1997). ....	27
Figura 2.16 – Grãos de areia com vínculos de argila resultante de lixiviação (Araki, 1997)...	27
Figura 2.17 – Grãos de areia com vínculos de silte (Araki, 1997). ....	27
Figura 2.18 - Deslocamento de solo com comportamento considerado normal, colapsível e expansivo (Popescu, 1986). ....	28
Figura 2.19 - Inter-relacionamento entre as variáveis envolvidas na análise estática de um problema de Mecânica dos Sólidos (Puppi, 2008).....	29

Figura 2.20 - Família de Modelos derivados da Teoria da Elasticidade (Ibañez, 2003). .....	30
Figura 2.21 - Família de modelos constitutivos elasto-plástico clássicos (Ibañez, 2003). .....	30
Figura 2.22 - Família de modelos constitutivos elasto-plástico avançados (Ibañez, 2003).....	31
Figura 2.23 - Critério de Drucker-Prager 2D .....	33
Figura 2.24 - Critério de Drucker-Prager 3D.....	33
Figura 2.25 - Definição de Dano (Pedrini, 2008). .....	35
Figura 2.26 - Hipótese de deformação equivalente (Lemaitre,1978). .....	36
Figura 2.27 - Representação gráfica do Modelo de Dano .....	37
Figura 2.28 – Exemplo de elementos.....	38
Figura 2.29 – Representação gráfica da construção de um túnel obtida com o uso do Método dos Elementos Finitos (Guerra, 2016). .....	40
Figura 3.1 – Processo de análise deste projeto .....	43
Figura 3.1 – Geometria do modelo de túnel a 25 m de profundidade. ....	44
Figura 3.2 – Geometria do modelo de túnel a 50 m de profundidade. ....	44
Figura 3.3 – Geometria do modelo de túnel a 75 m de profundidade. ....	44
Figura 3.4 – Estabelecimento das tensões geostáticas. ....	45
Figura 3.5 – Malha de elementos finitos.....	45
Figura 4.1 - Tensão vertical geostática do maciço de acordo com o modelo elástico linear, para um túnel escavado a 25 metros de profundidade. ....	47
Figura 4.2 – Tensão vertical do maciço após a escavação de um túnel localizado a 25 metros de profundidade, de acordo com o modelo elástico linear. ....	47
Figura 4.3 – Deslocamento vertical do maciço após a escavação de um túnel localizado a 25 metros de profundidade, de acordo com o modelo elástico linear.....	47
Figura 4.4 – Avaliação da influência do Módulo de Young no deslocamento vertical da superfície para um túnel escavado a 25 m de profundidade, de acordo com o modelo elástico linear. ....	48
Figura 4.5 – Vetores de deslocamento total ao redor de um túnel escavado a 25 m de profundidade. ....	48

Figura 4.6 – Tensão vertical do maciço após a escavação de um túnel localizado a 50 metros de profundidade, de acordo com o modelo elástico linear. ....	49
Figura 4.7 – Deslocamento vertical do maciço após a escavação de um túnel localizado a 50 metros de profundidade, de acordo com o modelo elástico linear.....	49
Figura 4.8 – Avaliação da influência do Módulo de Young no deslocamento vertical da superfície para um túnel escavado a 50 m de profundidade, de acordo com o modelo elástico linear. ....	50
Figura 4.9 – Vetores de deslocamento para um túnel a 50 m de profundidade.....	50
Figura 4.10 – Tensão vertical do maciço após a escavação de $\frac{1}{4}$ de seção de um túnel localizado a 50 metros de profundidade, de acordo com o modelo elastoplástico. ....	51
Figura 4.11 – Deslocamento vertical do maciço após a escavação de $\frac{1}{4}$ de seção de um túnel localizado a 50 metros de profundidade, de acordo com o modelo elastoplástico. ....	51
Figura 4.12 – Deslocamento vertical do maciço após a escavação de $\frac{1}{2}$ de seção de um túnel localizado a 50 metros de profundidade, de acordo com o modelo elastoplástico. ....	52
Figura 4.13 – Deslocamento total do maciço após a escavação de $\frac{1}{2}$ de seção de um túnel localizado a 50 metros de profundidade, de acordo com o modelo elastoplástico. ....	52
Figura 4.14 – Tensão vertical do maciço após a escavação de um túnel localizado a 75 metros de profundidade, de acordo com o modelo elástico-linear. ....	53
Figura 4.15 – Tensão cisalhante do maciço após a escavação de um túnel localizado a 75 metros de profundidade, de acordo com o modelo elástico-linear. ....	53
Figura 4.16 – Deslocamento total do maciço após a escavação de um túnel localizado a 75 metros de profundidade, de acordo com o modelo elástico-linear. ....	53
Figura 4.17– Análise da variação do Módulo de Young para túnel localizado a 75 m de profundidade. ....	54
Figura 4.18 – Vetores de deslocamento total após a escavação do túnel localizado a 75 metros de profundidade. ....	54
Figura 4.19 – Tensão vertical do maciço após a escavação de um túnel localizado a 75 metros de profundidade, de acordo com o modelo elastoplástico. ....	55
Figura 4.20 – Tensão cisalhante do maciço após a escavação de um túnel localizado a 75 metros de profundidade, de acordo com o modelo elastoplástico. ....	55
Figura 4.21 – Deformações plásticas cisalhantes do maciço após a escavação de um túnel localizado a 75 metros de profundidade, de acordo com o modelo elastoplástico. ....	55

Figura 4.22 – Deslocamento total do maciço após a escavação de um túnel localizado a 75 metros de profundidade, de acordo com o modelo elastoplástico. ....	56
Figura 4.23 – Comparação do deslocamento vertical entre os modelos elástico e elastoplástico. ....	56
Figura 4.24 – Tensão vertical do maciço escavado a 75 metros de profundidade, de acordo com o modelo elastoplástico com mecanismo de Dano. ....	57
Figura 4.25 – Tensão cisalhante do maciço escavado a 75 metros de profundidade, de acordo com o modelo elastoplástico com mecanismo de Dano ....	57
Figura 4.26 – Deformações plásticas cisalhantes do maciço escavado a 75 metros de profundidade, de acordo com o modelo elastoplástico com mecanismo de Dano ....	58
Figura 4.27 – Deslocamento total do maciço escavado a 75 metros de profundidade, de acordo com o modelo elastoplástico com mecanismo de Dano ....	58
Figura 4.28 - Comparação do deslocamento vertical entre os modelos elastoplásticos com dano e sem dano, para o túnel localizado a 75 metros de profundidade. ....	58

## LISTA DE SÍMBOLOS, ABREVIACÕES E NOMEMCLATURA

$h$	-	Altura da camada de solo
$\beta$	-	Ângulo de atrito efetivo pelo critério de ruptura de Drucker-Prager
$A$	-	Área
$A_D$	-	Área danificada
$\bar{A}$	-	Área efetiva
ITA	-	Associação Internacional de Túneis (“International Tunneling Association”)
$F$	-	Carregamento axial
$K_0$	-	Coefficiente de empuxo ao repouso
$\nu$	-	Coefficiente de Poisson
$\varepsilon$	-	Deformação
$u_r, u_\theta$	-	Deslocamentos radial e tangencial da formulação de Kirsch
$\delta_v$	-	Deslocamento superficial
$r$	-	Distância até o centro do túnel
$\sigma_r, \sigma_\theta, \tau_{r\theta}$	-	Estados de tensão radial, tangencial e cisalhante da formulação de Kirsch
TBM	-	Máquina Tuneladora (“Tunnel Boring Machine”)
MEF	-	Método dos Elementos Finitos
$E$	-	Módulo de Young
$E_D$	-	Módulo de Young degradado
NATM	-	Novo Método Austríaco para Abertura de Túneis (“New Austrian Tunnelling Method”)
$\alpha$ e $k$	-	Parâmetros constitutivos do material pelo modelo de Ducker Prager
$\gamma$	-	Peso específico
$I_1$	-	Primeiro invariante do tensor de tensões
$z$	-	Profundidade
$a$	-	Raio do túnel
$\tau$	-	Resistência ao cisalhamento
$J_{2D}$	-	Segundo invariante do tensor deviatórico de tensões
$\sigma$	-	Tensão aparente
$\sigma_z$	-	Tensão aparente vertical
$\bar{\sigma}$	-	Tensão efetiva
$\sigma_x, \sigma_y$	-	Tensões aparentes horizontais
$p_1, p_2$	-	Tensões que definem o estado de tensão biaxial na formulação de Kirsch
$d$	-	Variável de dano

$d_v$  - Volume representativo

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 APRESENTAÇÃO

Numerosas razões motivaram a humanidade a utilizar e desenvolver o espaço subterrâneo para obras de infraestrutura e para atividades como o transporte de pessoas e a estocagem de materiais. Uma dessas razões é a falta de espaço na superfície. O uso do espaço subterrâneo permite que uma estrutura seja construída em uma região onde essa mesma estrutura não poderia ser construída na superfície, seja porque esta se encontra saturada ou porque a implantação dessa estrutura no meio externo não seria aceitável/desejável pela comunidade (ITA, 2016). Com isso, a superfície pode ser utilizada para construções e atividades consideradas “nobres”, ou seja, atividades que necessitam de maior interação com o ambiente externo e que promovem o bem-estar das pessoas, como casas, parques e ambientes de trabalho.

Outra importante razão para o uso do espaço subterrâneo é a topográfica: o uso de túneis facilita ou faz com que seja possível a conexão viária em locais onde a implementação de rodovias ou ferrovias na superfície seria difícil ou inviável. É o caso de regiões onduladas e montanhosas, com declividades superficiais acentuadas e barreiras topográficas.

Contudo, obras subterrâneas possuem grandes desafios relacionados à imprevisibilidade das características geotécnicas e geológicas do maciço ao longo da escavação. De acordo com a história geológica do maciço, ele pode ser composto por diferentes camadas de solos e rochas – com diferentes propriedades geotécnicas - além de descontinuidades em rocha que podem exigir métodos de escavação e suporte diversos. Como exemplo pode-se citar o caso do túnel de São Gotardo, na Suíça, escavado majoritariamente (mais de 90%) em uma maciço rochoso de alta resistência, mas cortado por zonas de falha compostas por rocha sedimentar sob alta pressão. Devido a essa característica, o eixo do túnel foi dividido em 4 seções principais que, com o auxílio de investigações geotécnicas de campo, foram escavadas por meio de métodos construtivos distintos (Fabbri, 2004).

Em áreas urbanas, além da dificuldade citada anteriormente, existe outro grande desafio: a escavação geotécnica de um túnel de metrô, por exemplo, não pode perturbar a superfície do terreno ou de áreas adjacentes a ele, que possivelmente contém edificações, algum espaço útil para a comunidade, fundações de edificações, redes de distribuição de água, entre outras estruturas superficiais ou subterrâneas. Por ser uma área demograficamente densa, um acidente

geotécnico em uma escavação possui um risco elevado relativo a segurança das pessoas. Um exemplo é o acidente que ocorreu durante a escavação do túnel do metrô de São Paulo, na estação Pinheiros, que causou 7 mortes.

Diante da demanda pelo uso do espaço subterrâneo e das dificuldades impostas tanto pela imprevisibilidade das características do maciço escavado quanto pelo alto risco associado à construção de estruturas subterrâneas, estudos são continuamente desenvolvidos pela comunidade científica. O objetivo desses estudos é conseguir prever com mais clareza qual será o comportamento do maciço ao ser escavado, sendo que esse comportamento depende das características e condições do maciço, da geometria da abertura e dos sistemas construtivos e de suporte.

## **1.2 IDENTIFICAÇÃO DO PROBLEMA**

Túneis, obras subterrâneas que se desenvolvem principalmente no plano horizontal (podendo haver inclinação) são muito utilizados, principalmente para infraestrutura de transportes e para redes de abastecimento de água e esgoto. A escavação de um túnel perturba o meio circundante podendo gerar deslocamentos no maciço de solo ou rocha escavado e, conseqüentemente, causar acidentes ou prejudicar estruturas e infraestruturas adjacentes a ele.

O comportamento que o maciço apresentará ao ser escavado para a construção de um túnel depende da complexa interação entre o maciço, a estrutura do túnel e o processo construtivo do túnel ao longo do tempo. Essa interação é amplamente influenciada pela composição estrutural físico-química do maciço.

A colapsibilidade do solo é um fenômeno estrutural no qual o incremento da atuação de uma sobrecarga ou do grau de saturação do solo a partir de um limite pode gerar deslocamentos súbitos do solo em escala significativa. No Brasil, tais tipos de solos são encontrados no Nordeste, no estado de Pernambuco (Ferreira, 1994); no Sul, no estado do Rio Grande do Sul (Kratz de Oliveira et al., 2000); no Sudeste, no estado de Minas Gerais (Benvenuto, 1982); no Distrito Federal (Camapum de Carvalho *et al.*, 1987) dentre outros locais. Portanto, a escavação de um túnel em solos colapsíveis gera deslocamentos verticais do maciço maiores do que em solos não-colapsíveis (Assis, 1966; Marques, 2006).

Neste contexto, tem-se o problema a partir do qual foi desenvolvido este trabalho: como a escavação de um túnel em solos colapsíveis pode ser reproduzido utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF)?

### **1.3 HIPÓTESE**

O comportamento de túneis escavados em solos colapsíveis pode ser reproduzido utilizando um modelo constitutivo do tipo elastoplástico associado a teoria de dano.

### **1.4 JUSTIFICATIVA**

Uma abertura subterrânea escavada em um maciço de solo gera uma redistribuição de tensões no maciço que mobiliza tensões cisalhantes entre as suas partículas, e que, conseqüentemente, causa deformações e deslocamentos do mesmo. Esses deslocamentos resultam em dificuldades na construção da abertura a ser escavada ou ainda em deslocamentos superficiais – que podem acarretar em acidentes, como comentado no item anterior.

Os deslocamentos superficiais observados na escavação de túneis variam de acordo com as características (composição do solo ou rocha, características e distribuição de descontinuidades em rochas), as condições do maciço (presença e percolação de água, distribuição de tensões in situ), a geometria da abertura e os sistemas construtivos e de suporte.

O solo de Brasília pode ser caracterizado por seu comportamento colapsível em condição não saturada, sendo que, especificamente para o caso de Brasília, o colapso ocorre principalmente devido a alteração no estado de tensões do maciço, como observado por Araki (1997). Sabendo que o comportamento do solo de Brasília e de outras regiões do país possuem essa característica, é de extrema importância que sejam feitos estudos sobre o efeito da abertura de túneis em solos colapsíveis. Para isso, é necessária a consideração de modelos constitutivos do solo e o uso de ferramentas analíticas e numéricas adequados para o estudo do comportamento deste tipo de obra.

## **1.5 OBJETIVOS**

### **1.5.1 OBJETIVO GERAL**

Este estudo tem como objetivo verificar se a Mecânica do Dano é adequada para caracterizar matematicamente o comportamento mecânico de solos colapsíveis quando estes são escavados para construção de túneis. Essa verificação será feita por meio do programa ABAQUS® que é um software destinado à simulação de problemas de engenharia e que utiliza o Método dos Elementos Finitos.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo é apresentado o referencial teórico que sustentará esta pesquisa científica, explorando os tópicos mais relevantes para o entendimento do tema proposto. Inicialmente, no item 2.1, são abordados conceitos e temas relativos a engenharia de túneis e mais especificamente relativos a túneis em solo. No item 2.2 é feita uma revisão sobre solos colapsíveis, que são foco desta pesquisa. Em seguida, no item 2.2, 2.3 e 2.4 são desenvolvidas questões sobre modelos constitutivos, mais especificamente sobre o modelo elasto-plástico de Drucker-Prager e sobre o mecanismo de dano, que serão utilizados neste trabalho para a caracterização do solo colapsível. Finalmente, no item 2.5 é feita uma revisão sobre o Método dos Elementos Finitos e sobre o programa de simulação numérica ABAQUS®, ferramentas de simulação que serão utilizadas para a realização das análises.

### 2.1 FUNDAMENTOS DE TÚNEIS

No Congresso Internacional sobre túneis realizado em Washington em junho de 1970 ficou estabelecido internacionalmente que “túnel se refere à construção, por qualquer método, de uma cavidade aberta, de geometria pré-dimensionada, cuja locação e uso finais estão sob a superfície, e cuja área de seção transversal é maior do que  $2 \text{ m}^2$ ” (Silveira, 1974).

No entanto, essa definição é considerada muito ampla para o presente estudo visto que ela inclui outras estruturas subterrâneas como poços e shafts. Com o intuito de limitá-la, túneis podem ser entendidos como passagens subterrâneas com desenvolvimento principal horizontal (podendo haver inclinação) e abertas, com área de seção transversal maior do que  $2 \text{ m}^2$ .

Assis (2016) classificou obras subterrâneas no geral de acordo com a sua finalidade nos principais grupos:

1. Túneis de Tráfego:
  - Túneis metroviários;
  - Túneis ferroviários;
  - Túneis rodoviários;
  - Túneis para pedestres;
  - Túneis para navegação. Túneis de Adução:
    - Túneis em usinas hidrelétricas;

- Túneis para abastecimento de água;
- Túneis para transporte de esgotos;
- Túneis de transporte de produtos industriais e minerários;
- Túneis para cabos elétricos.

## 2. Outros tipos de obras subterrâneas:

- Cavernas urbanas (estacionamento, recreação);
- Cavernas de estocagem (fluidos e rejeitos);
- Cavernas para barragens;
- Shafts;
- Poços de prospecção de petróleo;

### 2.1.1 BREVE HISTÓRICO

O espaço subterrâneo é utilizado pelo ser humano desde a pré-história para que este pudesse se proteger do tempo ou de ataques de predadores. No entanto, as estruturas subterrâneas eram naturais, resultantes da ação das chuvas, dos rios e do mar (ITA, 2016).

As primeiras construções geotécnicas feitas pelo homem são datadas no período Neolítico (10 mil a 4 mil A.C.) ou possivelmente no Paleolítico Superior (até 10 mil A.C.), executadas por motivações religiosas. Com o decorrer do tempo, elas foram gradualmente se adaptando para outros propósitos mais utilitários como a exploração de minério, e a irrigação e drenagem na agricultura (Moreira, 2016).

Já o túnel mais antigo que se tem registro foi construído no ano de 2 mil A.C. (Idade Antiga) na Babilônia sob o leito do rio Eufrates, tendo a finalidade de estabelecer uma comunicação subterrânea entre o palácio real e o templo, separados por uma distância de 1 km. No Império Romano foram construídos aquedutos, túneis rodoviários e catacumbas, além de um dos primeiros sistemas de esgoto do mundo, provavelmente o mais famoso da Antiguidade, a chamada *Cloaca Massima*– em português “O Maior Esgoto”. A *Cloaca Massima* drenava o esgoto da cidade mais populosa do mundo e o despejava no rio Tiber, que corria ao lado da cidade (Moreira, 2016; LabEEE, 2016; Assis, 2016; Teixeira, 1994). Na figura 2.1 pode-se ver o ponto de saída da *Cloaca Massima* no rio Tiber. A visão que remonta a 1871 é um documento sobre a aparência do rio Tiber, perto da ilha Tiberina, antes da construção de aterros (Museo di

Roma, 2016).



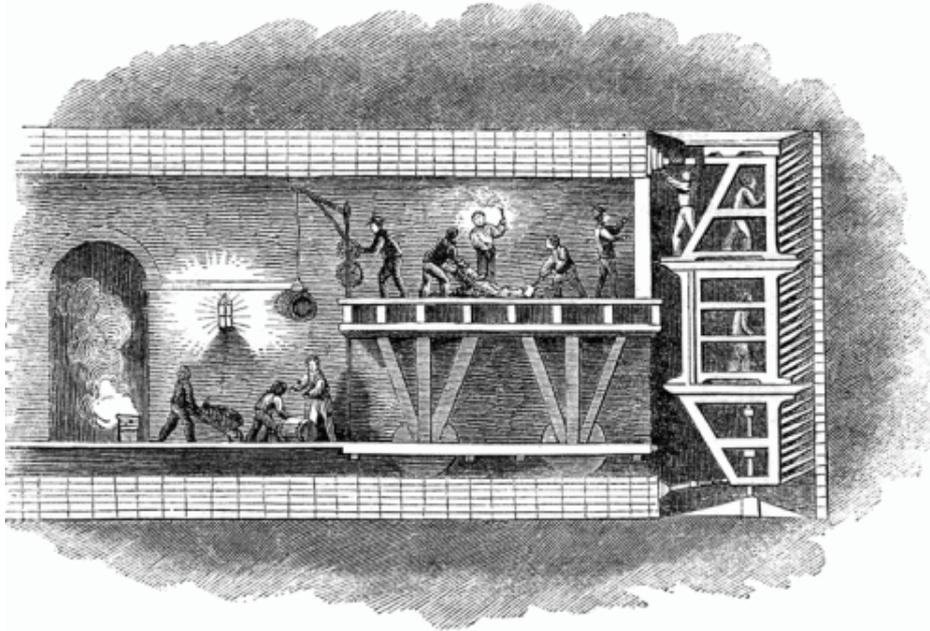
**Figura 2.1 - Ponto de saída da *Cloaca Massima* em Roma (Museo di Roma, 2016)**

Na Idade Média (do século V ao XV), a construção de túneis teve propósito prioritariamente militar e para a mineração. Alguns avanços ocorreram já no final desta fase, principalmente devido à construção dos grandes canais de navegação na Europa (Assis, 2016). Em 1679 utilizou-se pela primeira vez a pólvora na construção de um túnel com 157 m de extensão, localizado no sul da França e incluído na ligação do Mediterrâneo ao oceano Atlântico. Essa ligação era conhecida como *Canal du Midi*. Até então a escavação era feita com ferramentas manuais e técnicas de variação repentina de temperatura em rocha, com o intuito de induzir a sua degradação (Moreira, 2016).

Com a Revolução Industrial (séc. XIX) e o desenvolvimento das máquinas a vapor, deu-se início à Era das Ferrovias em 1814, que foi um dos períodos mais produtivos para a engenharia de túneis. Em 1843 foi utilizado pela primeira vez o *shield* (Figura 2.2), método de escavação inventado por Marc Brunel, e a partir desse momento houve uma rápida evolução nos métodos de abertura de túneis com a introdução das máquinas de escavação hidráulicas e pneumáticas (1857), da dinamite (1864), do ar comprimido para expulsar a água do lençol freático e dos *shields* cilíndricos (1869) (Assis, 2016, DNIT, 2016).

O *shield* de Brunel (Figura 2.2) era uma estrutura de aço fundido que fazia a sustentação primária da abertura do túnel, até que a estrutura de sustentação definitiva, feita de tijolos, fosse

colocada. Com esse artifício, foi possível construir um túnel abaixo do rio Tâmesa, em Londres, em um maciço de solo encharcado (Beaver, 1972).



**Figura 2.2 - Trabalhadores no túnel abaixo do Rio Tâmesa, em Londres, protegidos pelo recém inventado *shield* de Marc Brunel (Smithsonianmag, 2016)**

No entanto, somente com o advento do NATM (New Austrian Tunnelling Method) é que ocorreu uma mudança na concepção dos sistemas de escavação e suporte, que evoluíram até atingir o estágio atual. Assis (2016) dividiu a evolução das obras subterrâneas em períodos classificados de acordo com a finalidade da obra:

1. Pré-História: cavernas como moradia;
2. Era Mineral (4000 a.C. até os dias de hoje);
3. Era da Navegação: construção de canais (séc. XV e XVI);
4. Era das Ferrovias: grandes avanços (séc. XIX);
5. Era Ambiental: a partir dos anos 1960;

A Era Ambiental diz respeito ao período em que o ser humano passou a se preocupar com os impactos ambientais gerados pela construção civil, de forma a evitar a degradação do meio ambiente causada pela poluição sonora, do ar, da água, do espaço e da estética (Teixeira, 1994).

### **2.1.2 O USO DO ESPAÇO SUBTERRÂNEO**

Portanto, desde o início da sua história - mais intensamente nos últimos séculos e, sobretudo, nas últimas décadas - numerosas razões motivaram a humanidade a usar e desenvolver o espaço subterrâneo. Para um bom entendimento dessas razões, é importante saber as características fundamentais do espaço subterrâneo (ITA, 2016, Assis, 2016):

1. O subterrâneo pode fornecer espaços para atividades ou infraestruturas que são difíceis, impossíveis, ambientalmente ou socialmente indesejáveis, ou ainda, menos rentáveis de se instalar na superfície;
2. O subterrâneo oferece uma proteção natural mecânica, térmica e acústica ao que é colocado nele;
3. Ao mesmo tempo, o espaço subterrâneo protege a superfície de riscos e perturbações que são inerentes a certos tipos de atividade;
4. Uma estrutura subterrânea é visível apenas no ponto onde ela se conecta à superfície.

Considerando as características fundamentais do espaço subterrâneo citadas acima, o ITA (2016) descreve as seguintes razões pelas quais o ser humano hoje tem a necessidade, ou ao menos a vantagem, em explorá-lo:

1. Uso do terreno e localização: em muitos casos, e cada vez mais, a superfície urbana encontra-se saturada. Utilizando o espaço subterrâneo para sistemas de infraestrutura, a superfície pode ter seu espaço disponível para estruturas e atividades que promovam o bem-estar social, como áreas de trabalho, moradias e parques. Além disso, a utilização do espaço urbano para a infraestrutura de transportes pode promover a separação entre sistemas viários conflitantes ou até uma melhor integração entre eles (Figuras 2.3 e 2.4).



**Figura 2.3 - Infraestrutura localizada no espaço subterrâneo da cidade (ITA, 2016)**



**Figura 2.4 - Ilustração de uma estação de metrô abaixo de linha rodoviária superficial em Dusseldorf, Alemanha (Schuessler, 2016)**

2. Isolamento: A temperatura em cavidades subterrâneas é, em geral, moderada se comparada às temperaturas extremas às quais a superfície é submetida. Por isso, o subterrâneo oferece boas condições de armazenamento de materiais.

O espaço subterrâneo também é intrinsecamente protegido contra condições climáticas severas como furacões e tempestades, contra terremotos e contra barulhos, vibrações, e desastres radioativos ou industriais provocados na superfície.

É importante citar que, em contrapartida, o espaço subterrâneo também protege o ambiente externo de alguns riscos gerados no seu interior, como o armazenamento de materiais perigosos. Exemplos são materiais radioativos e reatores nucleares.

3. Preservação ambiental: Ao se construir no subterrâneo, não há a degradação da vegetação

que é provocada, por exemplo, pela construção de estradas na superfície. Além disso, os impactos sobre a fauna e a intrusão visual são minimizados.

4. Razões topográficas: vias de transporte subterrâneo podem “vencer” um relevo acentuado ou montanhoso com mais facilidade do que vias superficiais, evitando curvas ou desvios em excesso por exemplo. Por isso o planejamento de um túnel dá mais liberdade quanto a limitações topográficas.
5. Benefícios sociais: a utilização de canais subterrâneos para o abastecimento de água e a coleta de esgoto é vital para que a higiene e condições ambientais favoráveis sejam mantidas nas áreas urbanas.
6. Benefícios econômicos: os benefícios econômicos da construção de túneis ainda estão sendo calculados e avaliados. Porém, um importante aspecto econômico seria a manutenção do espaço urbano superficial para o desenvolvimento de atividades que gerem valor. Além disso, mais especificamente, já se pode constatar a valorização das áreas com acesso a estações de metrô, uma vez que o sistema viário superficial urbano é comumente saturado.

### **2.1.3 OS DESAFIOS DA ENGENHARIA DE TÚNEIS**

Ao mesmo tempo que a construção de túneis e estruturas subterrâneas apresenta tantas vantagens e uma crescente demanda, a engenharia de túneis enfrenta diversos desafios. “No âmbito da Engenharia Geotécnica, a construção de túneis e obras subterrâneas está relacionada com um elevado grau de incerteza devido à complexidade e à variabilidade geológica, a qual afeta os custos, o período de construção, a segurança da obra e o impacto no meio envolvente” (Coelho, 2015).

Obras subterrâneas sempre apresentam risco mais elevado do que obras a céu aberto, por se lidar com materiais geológicos que, por mais detalhada que seja a investigação prévia de campo e laboratório, sempre podem apresentar alguma característica não prevista inicialmente, e que só será detectada na construção (Pastore, 2009).

A título de exemplo, os desafios enfrentados para a construção do túnel de base de São Gotardo, na Suíça, revelam a complexidade de obras subterrâneas e a necessidade do desenvolvimento contínuo dos métodos de design e construção de túneis. Marcando o alto grau de desenvolvimento alcançado pela engenharia de túneis, o túnel de São Gotardo é o mais longo

do mundo, com 57 km de extensão, e foi inaugurado em junho de 2016. Depois de mais de 10 anos de planejamento, o túnel foi construído em 17 anos, enfrentando dificuldades como uma temperatura no interior do túnel de 45°C, a necessidade de alteração de elementos de instalação, e a presença de água nas rochas. Uma das seções mais complicadas do túnel era localizada em uma área rica em dolomita, um tipo de rocha sedimentar, onde os geólogos temiam que pudessem encontrar uma extensão de rocha cheia de água e sob alta pressão. Para o alívio deles, a rocha estava com um grau de saturação baixo (Swissinfo, 2016). A figura 2.5 mostra uma cobertura impermeável que foi instalada no túnel.



**Figura 2.5 - Cobertura impermeável instalada no túnel de São Gotardo.**

Outro exemplo foi o colapso na escavação do túnel da linha 4 (amarela) na estação de Pinheiros, em São Paulo, onde houve perda de vidas. Em janeiro de 2007, o canteiro de obras da estação Pinheiros do metrô de São Paulo desabou (Figura 2.6). De acordo com o laudo elaborado pelo IPT (Instituto de Pesquisas Tecnológicas), alguns dos fatores decisivos que provocaram o acidente foram (Techne, 2016):

1. A complexidade geológica do maciço rochoso não foi incorporada ao projeto da estação Pinheiro;
2. Foi constatada a presença de uma coluna de água acima do teto do túnel, indicando que o maciço estava sendo escavado sob condição não drenada, ao contrário do que considerava o projeto;
3. A rampa de ligação entre os túneis de via e de estação foi significativamente aumentada,

contrariando o projeto;

4. Embora a instrumentação indicasse comportamento anômalo, não foram efetuadas retroanálises para avaliar a segurança.



**Figura 2.6 - Colapso na escavação do túnel do metrô de São Paulo.**

#### **2.1.4 TÚNEIS EM SOLO E EM ROCHA**

As linhas de pesquisa geotécnicas de túneis subdividem-se inicialmente em duas: túneis em solo e túneis em rocha. Isso ocorre porque o comportamento hidromecânico de um maciço de solo difere-se significativamente do comportamento de um maciço rochoso. Por exemplo, em muitas situações o solo pode ser considerado um material isotrópico, cujas propriedades físicas independem da direção a ser considerada. Um maciço rochoso, no entanto, pode estar submetido a acúmulos de tensões complexos devido a sua composição e a sua história geológica, e possuem descontinuidades (falhas, fraturas, juntas) que o tornam um material majoritariamente anisotrópico. Outra diferença seria a capacidade auto-portante das rochas, fator que deve ser considerado no projeto de um túnel em rocha.

Metodologias de projeto e construção de túneis são criadas com o objetivo de assegurar a segurança e da eficiência de obras subterrâneas. Tanto para túneis em solo quanto em rocha, o ITA descreve os principais procedimentos necessários para o design de um túnel, observando a

correta previsão do comportamento de um túnel durante a escavação e vida útil:

1. Investigações geológicas e geotécnicas;
2. Sondagem geotécnica e determinação das características do maciço de acordo com os princípios da mecânica dos solos ou rochas. Exemplos: estado primário de tensões, resistência do maciço, falhas, condições da água;
3. Determinação da seção transversal e do método de escavação a utilizar, bem como os métodos de drenagem e a seleção dos elementos de suporte. Essa determinação é feita com base na experiência do projetista e em estimativas e cálculos preliminares;
4. Derivação de um modelo estrutural compatível com as investigações e determinações feitas nos itens anteriores. Essa modelagem oferece insumos para a decisão sobre se o design escolhido atende ou não aos critérios de desempenho e segurança.
5. Análise de riscos e monitoramento in-situ, chamado de instrumentação, assim que a escavação começar. Segundo Assis (2016), a instrumentação visa monitorar o comportamento, tanto do maciço quanto do suporte, durante todo o processo de execução da obra, constituindo-se num elo de ligação entre o projeto e a execução propriamente dita.

Apesar do processo de design de túneis em solo e rocha ter a mesma estrutura, como dito anteriormente, solos e rochas são materiais com características físico-químicas e comportamento hidromecânico muito distintos. Logo, as investigações e sondagens iniciais, a determinação da seção, os métodos de escavação e suporte, a derivação de um modelo estrutural para a análise do comportamento e a instrumentação para esses dois materiais também são diferentes (ITA, 2016).

É importante citar que o limite que diferencia esses dois materiais não é abrupta. t) definem: “solo é um agregado de grãos minerais que podem ser separados de formas gentis como agitação em água. Rocha, por outro lado, é um agregado natural de minerais conectados por forças de coesão fortes e permanentes. Uma vez que os termos ‘forte’ e ‘permanente’ são sujeitos a interpretações diferentes, a transição entre esses dois materiais é necessariamente arbitrária”. Portanto, havendo maciços que, dado o seu comportamento, podem ser classificados tanto como rocha branda ou solo duro, o maciço rochoso pode ser modelado da mesma forma que o solo (Möller, 2006).

De acordo com o ITA (1998), a reposta do maciço à uma escavação pode variar enormemente dependendo as características do maciço. De acordo com o tipo de maciço, quatro tipos de escavação podem ser definidos:

1. Escavação à céu aberto, em inglês cut-and-cover, para casos em que o solo age apenas passivamente como uma “carga morta”;
2. Para solos moles, suporte imediato deve ser feito com um revestimento rígido. É o caso de túneis escavados utilizando o shield, ou couraça. Para esse método, o solo participa ativamente promovendo resistência à deformação externa do revestimento.
3. Em solos mais coesos ou em rochas de resistência mediana, o maciço pode ser resistente o suficiente para permitir que o suporte seja feito com um atraso, provocando o alívio de tensões do maciço.
4. Ao escavar rochas fortes, pouco ou nenhum suporte é necessário uma vez que o maciço possui capacidade auto-portante.

O item a seguir aborda com mais detalhes os métodos construtivos de túneis superficiais escavados em solo, foco de estudo deste projeto.

### **2.1.5 MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE TÚNEIS EM SOLO**

Dependendo do método de escavação e suporte utilizado, a construção de um túnel pode induzir deformações no maciço envolvente de magnitude consideravelmente diferentes, resultando também em diferentes tensões geostáticas sobre a envoltória do túnel (Möller, 2006). Möller afirma, portanto, que para o design do revestimento do túnel e para a previsão de deslocamentos superficiais, a sequência de escavação e suporte deve ser considerada. Para túneis em solo ou rocha branda, foco desta pesquisa, três métodos construtivos são reconhecidos: o método mecanizado, o método da Vala Recoberta ou Cut-and-Cover, e o método de escavação sequencial conhecido também como método convencional de túneis (Guerra, 2016).

### 2.1.5.1 CONSTRUÇÃO MECANIZADA

A construção mecanizada é feita por meio de máquinas tuneladoras TBMs (Tunnel Boring Machines) (figura 2.7). Para maciços de solo ou rocha branda, as TBMs são equipadas com uma couraça cilíndrica (*shield*), que fornece um suporte temporário para o túnel. Essas máquinas ainda contém uma cabeça de corte que promove a escavação, e um sistema de colocação do revestimento definitivo (Marques, 2006). Pode-se dizer que as tuneladoras são a evolução do equipamento *shield*, citado em 2.1.2 (Guerra, 2016).



Figura 2.7 - Uma TBM, máquina de escavação de túneis (Tunneling Journal, 2016)

Na figura 2.8 pode-se ver as partes constituintes principais, responsáveis pela escavação e suporte, de uma TBM. São elas:

1. *Shield* ou couraça, que faz o suporte temporário fornecendo segurança aos trabalhadores e à máquina;
2. Cabeça de corte rotativa equipada com diferentes ferramentas que escavam o maciço;
3. Manipulador controlado remotamente para posicionar os segmentos do anel de revestimento definitivo;
4. Cilindros hidráulicos são posicionados em torno da circunferência para empurrar o *shield* para a frente a partir do anel do túnel construído anteriormente;

5. A folga entre o solo escavado e o exterior do revestimento do túnel é enchida continuamente com grout e/ou cascalho.

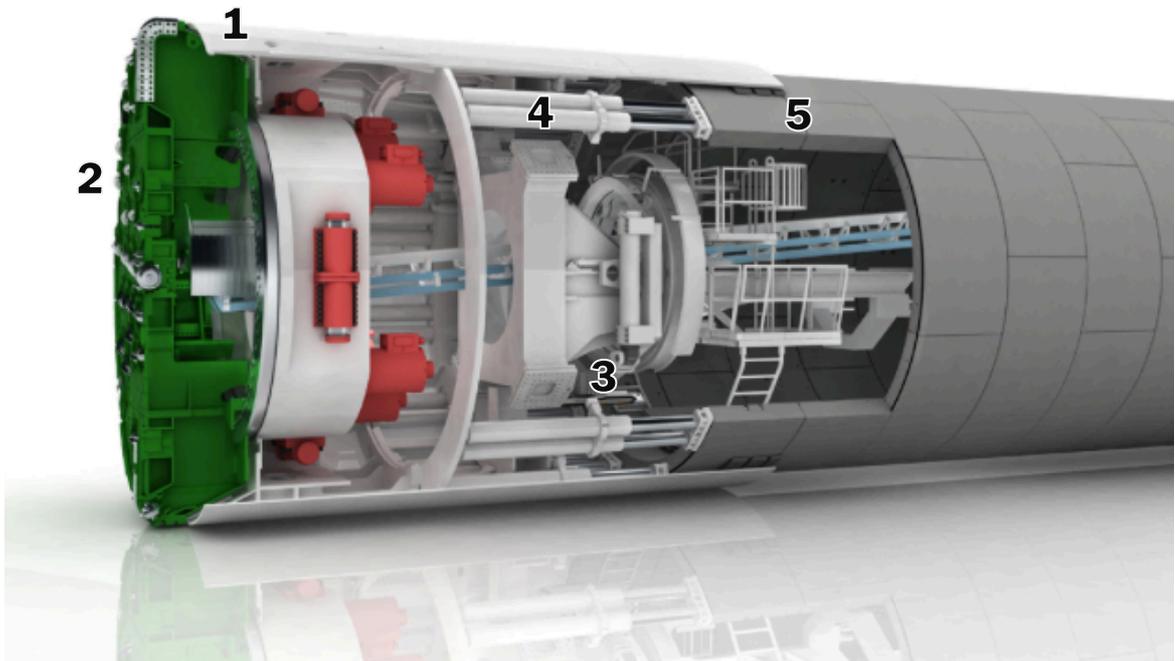


Figura 2.8 - Partes constituintes de uma TBM (Herrenknecht, 2016)

### 2.1.5.2 CONSTRUÇÃO A VALA RECOBERTA (CUT-AND-COVER)

Nesse método a escavação do túnel é feita céu aberto, momento em que deve ser feita, se necessária, a contenção dos taludes por meio de paredes de contenção, estacas, tirantes, entre outros. Posteriormente a estrutura definitiva da obra é construída, e finalmente é feito o reaterro (Guerra, 2016). O túnel mostrado na figura 2.9 é escavado a vala recoberta enquanto os taludes são reforçados por uma tela metálica.

De acordo com Guerra (2016) este método já foi muito utilizado para escavar túneis rasos principalmente por questões econômicas. No entanto, a escavação a vala recoberta é cada vez menos frequente em meios urbanos uma vez que esse método gera impactos negativos durante a construção da obra como desvios de tráfego e de redes de utilidades públicas, prejuízos e desconforto ao comércio e à população.



**Figura 2.9 - Túnel escavado à vala recoberta (Ikoce, 2016)**

### 2.1.5.3 CONSTRUÇÃO SEQUENCIAL

Também chamado de método de escavação convencional, ou NATM – do inglês *New Austrian Tunnelling Method* (Novo Método Austríaco de Abertura de Túneis), o método de escavação sequencial se baseia, de modo geral, no estabelecimento de uma sequência de escavação e de instalação do respectivo sistema de suporte, caso necessário, de acordo com as condições do maciço e as características da obra. Nesse método uma parte do túnel é escavada, e então é colocado um suporte temporário para assegurar a estabilidade da cavidade a curto prazo. Um suporte final ou definitivo, cujas funções principais são satisfazer os critérios operacionais e de manutenção do túnel a médio e longo prazo, é instalado após a escavação parcial ou total do túnel (Guerra, 2016; Marques, 2006).

O NATM foi oficializado em 1957 e sintetiza uma série de princípios relativos à construção de túneis. O NATM pode ser considerado como sendo uma filosofia de escavação pois, ao contrário dos métodos clássicos desenvolvidos anteriormente (Métodos Alemão, Belga, Austríaco Clássico, ...), o NATM não fixa qualquer sequência para a abertura da cavidade ou instalação de suporte. Os princípios básicos nos quais se baseia o NATM são denominados *princípios modernos de túneis* (Assis, 2006).

Dentre esses princípios, dois podem ser destacados por constituírem a base do método (Almeida e Sousa, 2006):

1. Reconhecimento de que a principal componente da estrutura de suporte de um túnel é a capacidade resistente do próprio maciço;
2. Necessidade de instrumentação e da observação permanente da obra, permitindo num curto espaço de tempo avaliar o comportamento do maciço circundante, dando oportunidade aos técnicos, no caso da detecção de anomalias, de procederem à alteração do processo construtivo. Isso garante o prosseguimento da escavação em condições de segurança.

Partindo do princípio determinado pelo NATM no qual o maciço é o principal elemento estrutural, no planejamento e ao longo da construção do túnel deve-se visar a conservação ou até mesmo a melhoria da qualidade do maciço (Assis, 2016). Isso pode ser feito por meio da instalação de sistemas de tirantes passivos e chumbadores, que promovem a melhoria da coesão do maciço quando este é solicitado por deformações, e *Jet-Grouting*, que é o jateamento de calda de cimento a alta pressão. Os jatos saem de bicos injetores dispostos na extremidade de uma composição de perfuração.

O próximo item discorre sobre os estados de tensão inicial e secundário do maciço de solo escavado, e o estado de deformações gerado.

### **2.1.6 ESTADO DE TENSÃO E DEFORMAÇÃO DO MACIÇO DE SOLO ESCAVADO**

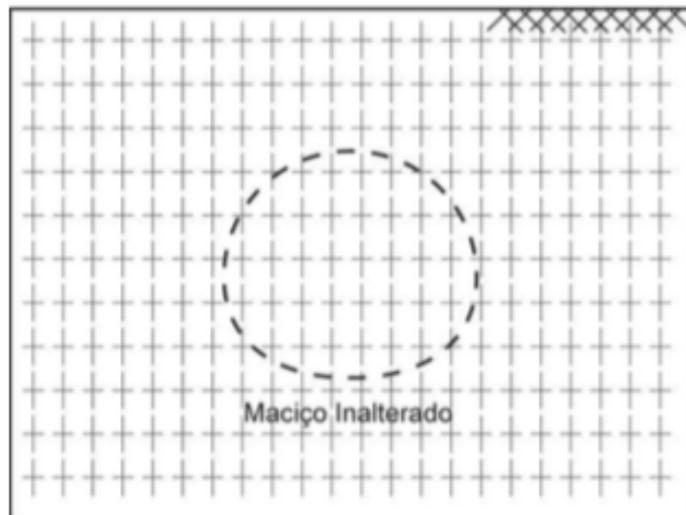
A construção de um túnel perturba o estado de equilíbrio inicial do maciço de solo ou rocha envolvente, e o tipo e a magnitude da ação dessa intrusão técnica são resultado de uma complexa interação entre o maciço e a construção do túnel (Maidl et al., 1995). O estado de equilíbrio inicial - neste trabalho chamado de estado primário de tensões - é definido pelo tensor de tensões naturais do maciço imposto pela sua própria história geológica. Quando a abertura é feita, uma redistribuição de tensões ocorre ao seu redor, gerando um novo estado de tensões – estado secundário de tensões – definido pelas chamadas tensões induzidas (Assis, 2016).

Uma análise das tensões se inicia com o conhecimento da direção e da magnitude das tensões *in situ* na região da escavação (Eberhardt, 2016). Segundo Maidl et al. (1995), o estado primário de tensões de um maciço é muito influenciado pelo tipo e pela história de desenvolvimento desse maciço, sendo função de:

1. Profundidade;
2. Peso da sobrecarga;
3. Tipo de maciço (solo ou rocha);
4. Características do maciço (condições tectônicas e estratigráficas ao qual ele foi submetido, presença de água).

No entanto, devido à dificuldade de se medir esse estado de tensão inicial, em muitos casos, ele ainda é teoricamente estudado assumindo-se um maciço homogêneo, isotrópico e não perturbado (Maidl et al.,1995).

Assumindo essas hipóteses, o estado primário de tensões pode ser representado como na Figura 2.10. As tensões principais maiores e menores coincidem com os eixos verticais e horizontais devido à ausência de tensões de cisalhamento nos planos orientados por essas direções (França, 2006).



**Figura 2.10 - Estado primário de tensões, presente no maciço de solo indeformado (França, 2006)**

Em um ponto qualquer abaixo da superfície de um solo sem carregamento externo, submetido à tensão vertical  $\sigma_z$  e às tensões horizontais  $\sigma_x$  e  $\sigma_y$ , a tensão vertical é:

$$\sigma_z = \gamma \cdot z \quad (2.1)$$

onde  $\gamma$  é o peso específico do solo e  $z$  é a profundidade até o ponto.

Se houverem  $n$  camadas de solo, cada uma composta por um tipo diferente de solo,  $\sigma_z$  é dada por:

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i \quad (2.2)$$

Onde  $\gamma_i$  é peso específico do solo da camada  $i$  e  $h_i$  é a altura da camada  $i$ .

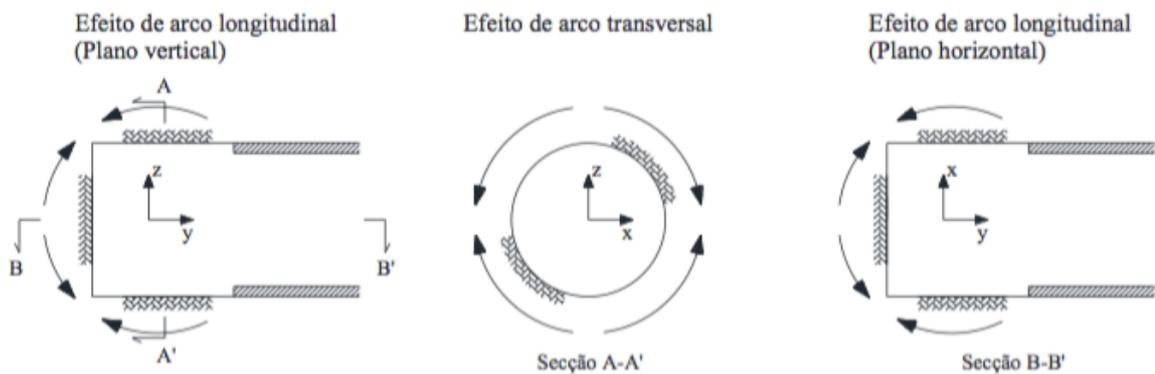
Já as tensões horizontais são normalmente expressas em função da tensão vertical e do coeficiente de empuxo ao repouso  $k_0$ :

$$\sigma_x = k_{0x} \cdot \sigma_z \quad (2.3)$$

$$\sigma_y = k_{0y} \cdot \sigma_z \quad (2.4)$$

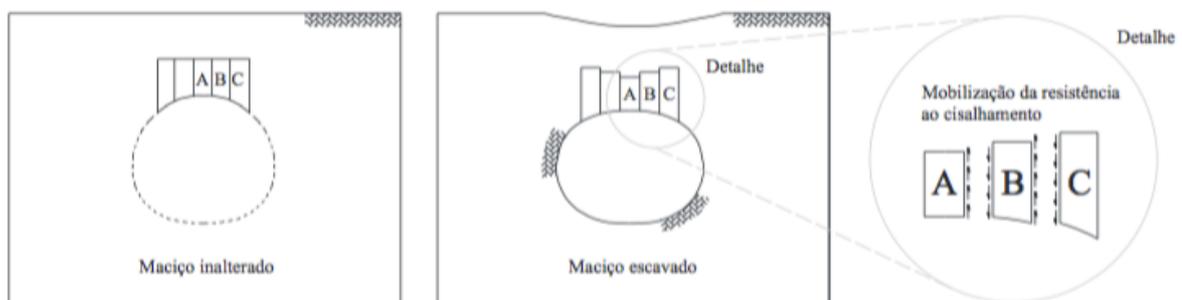
Com isso, determinar as tensões horizontais se resume a determinar o valor de  $k_0$ . O  $k_0$  pode sofrer diversas influências que tornam o seu valor muito variável, sendo uma das grandezas mais difíceis de serem avaliadas. Devido à sua importância e à dificuldade de se determinar o seu valor, o  $k_0$  deve ser medido em laboratório ou através de ensaios de campo (Assis, 2016).

A abertura de um túnel em um maciço previamente em equilíbrio, submetido a um estado inicial de tensões, pode ser entendida como a remoção das tensões existente no contorno da escavação realizada. Essa remoção acarreta em um rearranjo do estado de tensões do maciço para zonas vizinhas não escavadas. Esse processo ou mecanismo é conhecido também como efeito arco, ou arqueamento de tensões, que é de natureza tridimensional e acontece ao redor da área de influência da frente de escavação, agindo tanto em planos transversais como em planos longitudinais próximos, tal como ilustrado na Figura 2.11 (Guerra, 2016; França, 2006; Rocha, 1971).



**Figura 2.11 - Esquema do efeito arco (Guerra, 2016 – modificado de Almeida & Marques, 2001)**

Esse arqueamento de tensões ocorre somente quando há mobilização de resistência ao cisalhamento do maciço envolvente à abertura realizada (Langer & Stockmann, 1985). A Figura 2.12 ilustra esse processo. Os elementos de solo A, B e C estão situados acima do contorno da abertura. Ao escavar o túnel, o elemento A se desloca mais do que B, que por sua vez se desloca mais do que C. Esse deslocamento diferencial induz tensões de cisalhamento na interface entre os inúmeros elementos de solo, os quais procuram atingir um novo estado de equilíbrio (França, 2006).

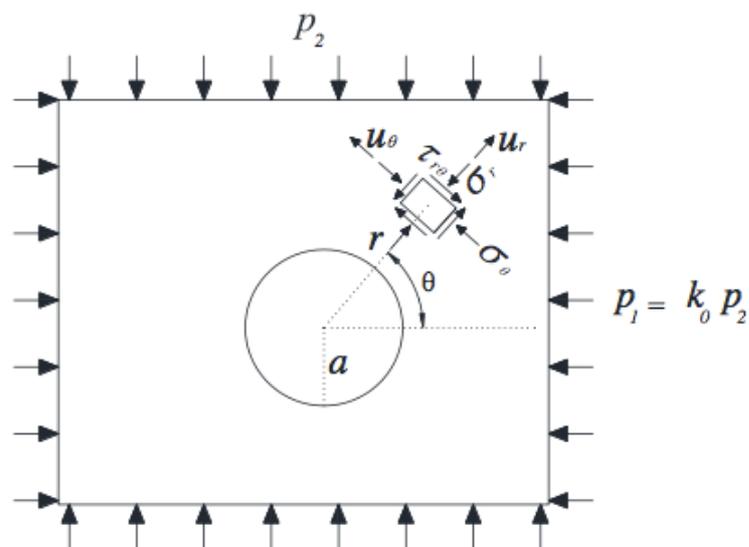


**Figura 2.12 - Mobilização da resistência ao cisalhamento do solo no momento da escavação (Guerra, 2016 – modificado de França, 2006)**

Esse segundo estado de tensões, formado após a escavação do túnel, depende da complexa interação entre o maciço, a estrutura do túnel e o processo construtivo do túnel ao longo do tempo. Por isso, modelos idealizados são criados para que os diversos parâmetros que influenciam a capacidade portante, o carregamento e o comportamento do maciço e do túnel sejam simplificados. Com esses modelos, os efeitos da escavação sobre a formação do segundo estado de tensão podem ser previstos. (Maidl et al., 1995).

Para túneis de geometria simples (circular ou elíptica) em meios homogêneos, as tensões induzidas podem ser calculadas analiticamente. A expressão mais conhecida é a Fórmula de Kirsh (1898), formulada para túneis profundos circulares. Porém, existem outras formulações analíticas para túneis rasos circulares, túneis elípticos, entre outros. A formulação de Kirsch admite as seguintes hipóteses, e é definida de acordo com o modelo ilustrado na Figura 2.13 (Assis, 2016):

1. Maciço homogêneo e infinito;
2. Túnel com seção transversal circular;
3. Estado plano de deformações;
4. Túnel profundo.



**Figura 2.13 - Modelo de Kirsch para uma abertura de túnel circular profunda (Guerra, 2016)**

Na Figura 2.13 pode-se observar uma escavação circular de raio  $a$  em um meio sujeito a um estado de tensão biaxial dado por  $p_1$  e  $p_2 = k_0 p_2$  onde  $k_0$  é o coeficiente de empuxo no repouso. Em decorrência da abertura, um determinado ponto localizado ao redor do túnel com coordenada polar de raio  $r$  e de ângulo  $\theta$ , está submetido a um estado de tensões  $\sigma_r$ ,  $\sigma_\theta$ ,  $\tau_{r\theta}$ , que gera deslocamentos  $u_r$ ,  $u_\theta$ ,

Variando  $r$  e  $\theta$ , pode-se calcular as tensões atuantes em qualquer ponto ao redor da abertura:

$$\sigma_r = \frac{1}{2} \cdot pz \cdot [(1 + k_0) \cdot (1 - \alpha^2) + (1 - k_0) \cdot (1 + 3\alpha^4 - 4\alpha^2) \cdot \cos 2\theta] \quad (2.5)$$

$$\sigma_\theta = \frac{1}{2} \cdot pz \cdot [(1 + k_0) \cdot (1 + \alpha^2) - (1 - k_0) \cdot (1 + 3\alpha^2) \cdot \cos 2\theta] \quad (2.6)$$

$$\tau_{r\theta} = -\frac{1}{2} \cdot pz \cdot (1 - k_0) \cdot (1 - 3\alpha^4 + 2\alpha^2) \cdot \sin 2\theta \quad (2.7)$$

Onde  $\alpha = a/r$

Quando a geometria do túnel se torna mais complexa ou o maciço é um meio heterogêneo, são necessárias ferramentas de análise numérica como o Método dos Elementos Finitos ou o Método das Diferenças Finitas. O Método dos Elementos Finitos, que será utilizado para as análises deste projeto, é explicado no item 2.3.1.

Havendo um tensor de tensões induzidas no maciço causados pela abertura, haverá por consequência deslocamentos induzidos. Esses deslocamentos podem provocar danos nas estruturas e infraestruturas adjacentes, ou recalques superficiais indesejáveis. (Assis, 2016; Marques, 2006).

Segundo Almeida e Sousa (1998), são duas as causas identificadas para esses deslocamentos em maciços de solo. A primeira delas está associada ao movimento do solo para o vazio criado pela abertura do túnel, que é definido pelo volume de solo perdido. Os deslocamentos dessa origem ocorrem durante a fase construtiva e dependem da dimensão e da profundidade da escavação, do processo e qualidade da construção, e de três características do maciço: a sua resistência, a sua deformabilidade e o seu estado de tensão inicial.

A segunda origem está associada aos fenômenos de consolidação e compressão provocados pela redistribuição das tensões e pela redução das pressões intersticiais do solo. Os deslocamentos com esta origem ocorrem de forma diferida no tempo, e sua evolução é condicionada pelas características de consolidação do solo, pela permeabilidade do suporte relativamente à do maciço e pelas características do sistema de drenagem instalado (Marques, 2006).

Os estudos sobre as deformações dos maciços causados pela escavação de um túnel têm sido conduzidos segundo três métodos: o empírico, o analítico e o numérico.

O método empírico fornece a solução matemática mais simples para esse problema, feita de acordo com os deslocamentos superficiais observados em campo. No entanto, como em geral as medições não são feitas após a conclusão da obra, não existem muitos dados disponíveis sobre os deslocamentos a longo prazo. Com isso, as soluções fornecem apenas estimativas dos deslocamentos verificados a curto prazo (Marques, 2006).

A solução empírica mais utilizada para fazer uma previsão preliminar das deformações induzidas no maciço devido à escavação de um túnel é a Fórmula de Peck (1969), que segue a distribuição normal de Gauss, e é dada por:

$$\delta_v(x) = \delta_{v,m\acute{a}x} \cdot e^{-\frac{x^2}{2i^2}} \quad (2.8)$$

Sendo  $\delta_v(x)$  o deslocamento superficial a uma distância  $x$  do eixo de simetria da escavação,  $\delta_{v,m\acute{a}x}$  o deslocamento superficial máximo no eixo de simetria, e  $i$  o valor de  $x$  correspondente ao ponto de inflexão da curva, onde ocorre o máximo declive (Figura 2.14). Muitas pesquisas foram conduzidas para a determinação do ponto  $i$ : Peck (1969), Atkinson and Potts (1977), O'Reilly and New (1982), entre outros.

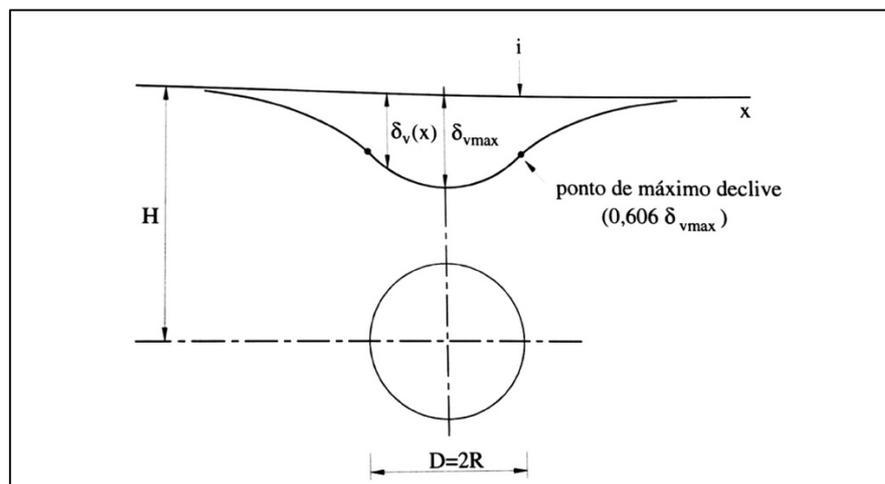


Figura 2.14 – Perfil transversal dos deslocamentos superficiais (Marques, 2006)

A solução de Peck possui diversas limitações: ela não abrange o deslocamento horizontal, desconsidera as condições do maciço, técnicas de construção e deslocamentos sub-superficiais, além do impacto da interação da escavação com outras estruturas (Yahya et al., 2004; Chi et

al., 2001, González and Sagaseta, 2001).

O método analítico consegue abranger deslocamentos verticais e horizontais e alguns parâmetros que afetam o deslocamento provocado pela escavação de um túnel, além da interação entre esses parâmetros. Porém, como algumas suposições devem ser feitas previamente, as soluções analíticas são aplicáveis a casos e condições específicas de maciço (Yahya et al., 2004).

Muitas limitações presentes nos métodos empírico e analítico podem ser superadas pelo método numérico. Ele é aplicável a qualquer tipo de maciço em diferentes condições, abrange deslocamentos verticais e horizontais, pode incluir o método construtivo utilizado, permite a análise paramétrica, e possui uma visualização gráfica muito boa, além de outras vantagens (Yahya et al., 2004).

## **2.2 SOLOS COLAPSÍVEIS**

Solos colapsíveis são definidos mecanicamente como sendo solos de estrutura metaestável que experimentam um rearranjo das partículas com elevada diminuição de volume ao serem inundados ou quando submetidos à aplicação de um carregamento externo (Marques, 2006).

Segundo Barden et al. (1973), o colapso dos solos não saturados pode estar associado a:

1. Presença de uma estrutura metaestável/instável. Para que o colapso ocorra, é necessário que o solo apresente uma estrutura inicial potencialmente suscetível ao fenômeno, sendo que o grau de instabilidade depende da natureza das ligações cimentícias presentes na estrutura do solo que unem as partículas do solo;
2. Aumento da tensão externa aplicada ao solo, em grau suficiente para destruir essa estrutura;
3. Diminuição da sucção existente no solo que confere a ele uma elevada rigidez em seu estado natural, ou seja, aumento do grau de saturação.

Caracterizando uma estrutura metaestável, Dudley (1970) relaciona elementos estruturais – ou agentes estabilizantes – capazes de gerar uma condição de metaestabilidade do solo:

1. Tensões capilares causadas pela presença de água entre os grãos, propiciam a manutenção de uma estrutura porosa metaestável devido ao aumento de tensões intergranulares,

fornecendo ao solo elevada rigidez e resistência ao cisalhamento (Figura 2.15);

2. Vínculos de silte ou argila (Figuras 2.16 e 2.17);
3. Cimentos de carbonato de cálcio, óxidos de ferro e alumínio, gipsita e sais.

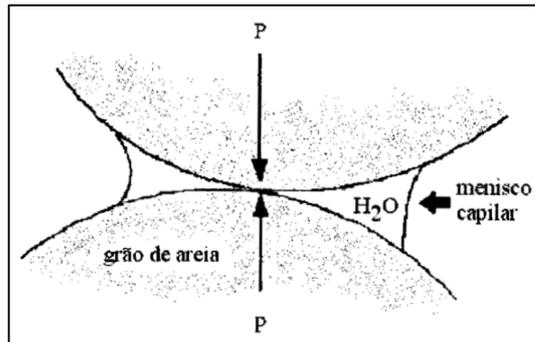


Figura 2.15 – Grãos de areia unidos por tensão capilar (Araki, 1997).

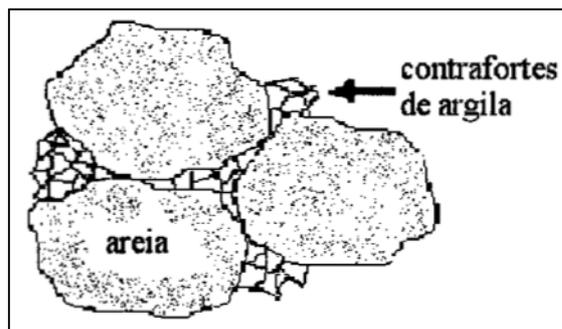


Figura 2.16 – Grãos de areia com vínculos de argila resultante de lixiviação (Araki, 1997).

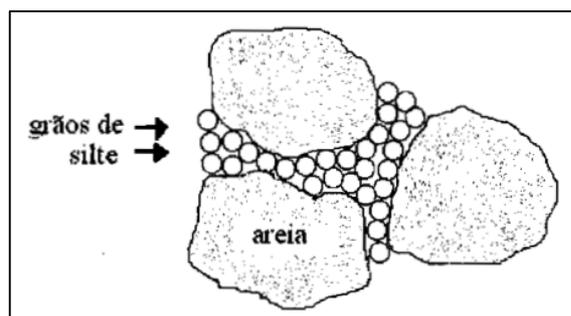
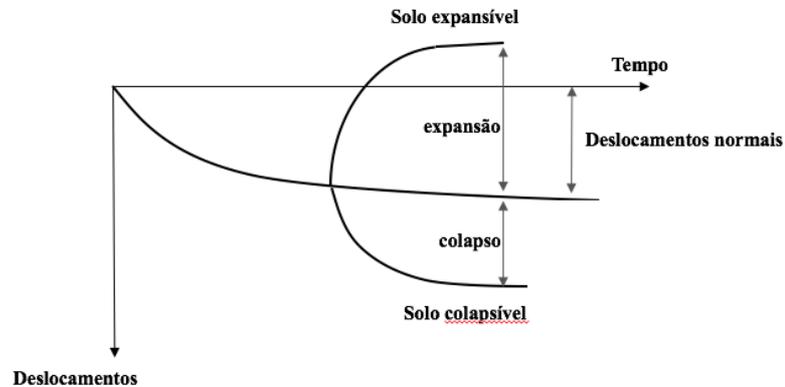


Figura 2.17 – Grãos de areia com vínculos de silte (Araki, 1997).

Com isso, o colapso ocorre quando a magnitude das tensões cisalhantes entre os grãos excede a resistência desses agentes estabilizantes, ou quando o grau de saturação do solo aumenta e proporciona o enfraquecimento e/ou dissolução dos vínculos de argila/silte ou dos cimentos (Houston et al., 1988, Araki, 1997).

A Figura 2.18 ilustra um esquema simplificado apresentado por Popescu (1986) onde se distinguem o deslocamento comum dos solos e os deslocamentos com colapso e com expansão.



**Figura 2.18 - Deslocamento de solo com comportamento considerado normal, colapsível e expansivo (Popescu, 1986).**

Em 2.3 serão apresentados os conceitos referentes a modelos constitutivos, de forma a introduzir o modelo que foi utilizado no trabalho.

### 2.3 REVISÃO DE MODELOS CONSTITUTIVOS

A solução de um problema geral de Mecânica dos Sólidos deve satisfazer, em cada instante, três condições (Chen & Balady, 1985):

1. Equações de equilíbrio, ou de movimento, para uma análise estática ou dinâmica, respectivamente;
2. Condições de geometria ou de compatibilidade entre deformações e deslocamentos;
3. Leis constitutivas ou relações tensão-deformação dos materiais.

As condições iniciais e de contorno, em termos de forças ou de deslocamentos, que devem ser satisfeitas em um problema particular, estão englobadas na primeira e na segunda condição referidas.

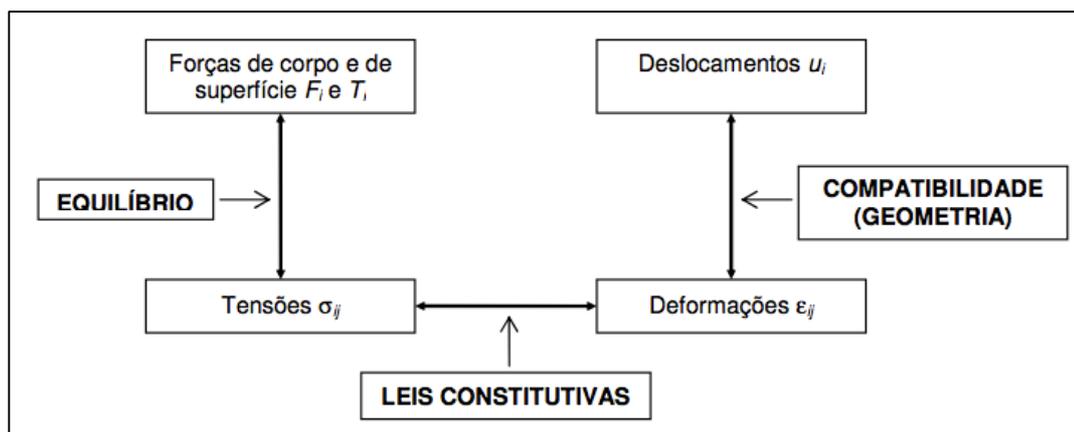
As equações de equilíbrio (ou de movimento) de um corpo relaciona as componentes de tensões de um corpo com as componentes de força que solicitam este corpo. Condições de compatibilidade geométrica são derivadas de considerações cinemáticas que relacionam as

componentes de um campo de deformações às componentes de um campo de deslocamentos. Um conjunto de deslocamentos,  $u_i$ , e de deformações,  $\varepsilon_{ij}$ , que satisfazem a estas condições geométricas e que, ademais, atendem às condições de contorno de deslocamentos impostos, é dito um conjunto cinematicamente admissível ou simplesmente um conjunto admissível.

É importante destacar que condições de integrabilidade por meio das equações são necessárias somente quando os deslocamentos,  $u_i$ , não aparecem de forma explícita como incógnitas de um problema. Na maior parte dos problemas práticos, os deslocamentos são introduzidos como incógnitas do problema, como é caso comum de emprego de técnicas numéricas de elementos finitos (Puppi, 2008).

Como as condições de equilíbrio (ou de movimento) e de compatibilidade cinemática (ou geométrica) são tratadas de forma independente, elas são válidas para qualquer tipo de material. O aspecto particular de comportamento de cada material é introduzido por meio das relações ou leis constitutivas. Estas leis estabelecem as relações entre as componentes de tensão,  $\sigma_{ij}$ , e as componentes de deformação,  $\varepsilon_{ij}$ , em cada ponto de um corpo (Puppi, 2008).

Uma vez definidas a leis constitutiva de um material, a formulação geral de um problema de Mecânica dos Sólidos pode ser completada. A Figura 2.19 apresenta a relação entre as variáveis envolvidas em um problema de análise estática (Puppi, 2008).



**Figura 2.19 - Inter-relacionamento entre as variáveis envolvidas na análise estática de um problema de Mecânica dos Sólidos (Puppi, 2008).**

As relações constitutivas de um material são determinadas de forma experimental e podem envolver outras quantidades físicas mensuráveis além das tensões e deformações, tais como temperatura e tempo, ou ainda parâmetros internos (variáveis internas) que não podem ser medidos diretamente. A inclusão destes parâmetros internos nas leis constitutivas tensão-

deformação permite a representação de efeitos de história de tensões e deformações, e de dano no material (Puppi, 2008).

O comportamento de materiais geotécnicos também é regido por leis constitutivas. Os esquemas montados por Ibañez (2003) (Figuras 2.20, 2.21 e 2.22) permitem uma visualização das famílias de modelos utilizados na Engenharia Geotécnica. Além dos apresentados, ainda existem os modelos que caracterizam solos não saturados e estruturados (Ibañez, 2003).

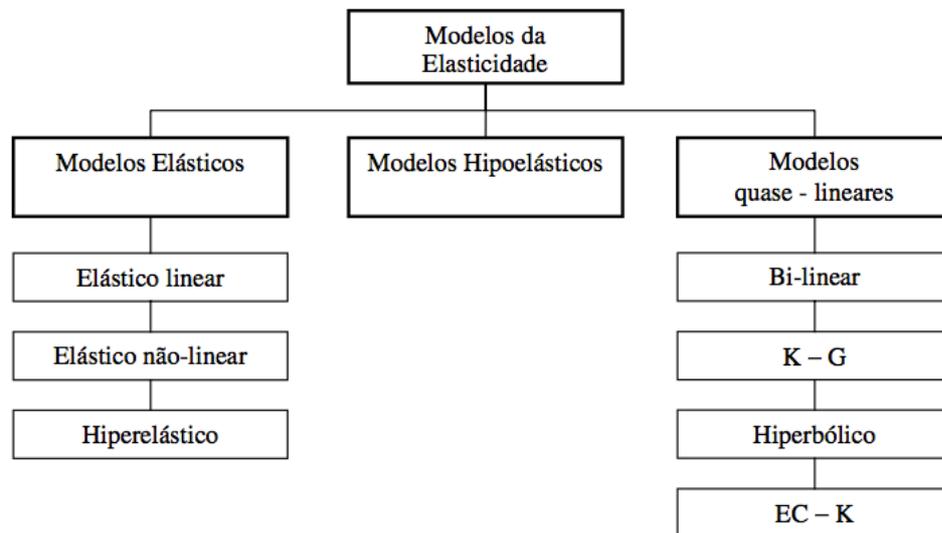


Figura 2.20 - Família de Modelos derivados da Teoria da Elasticidade (Ibañez, 2003).

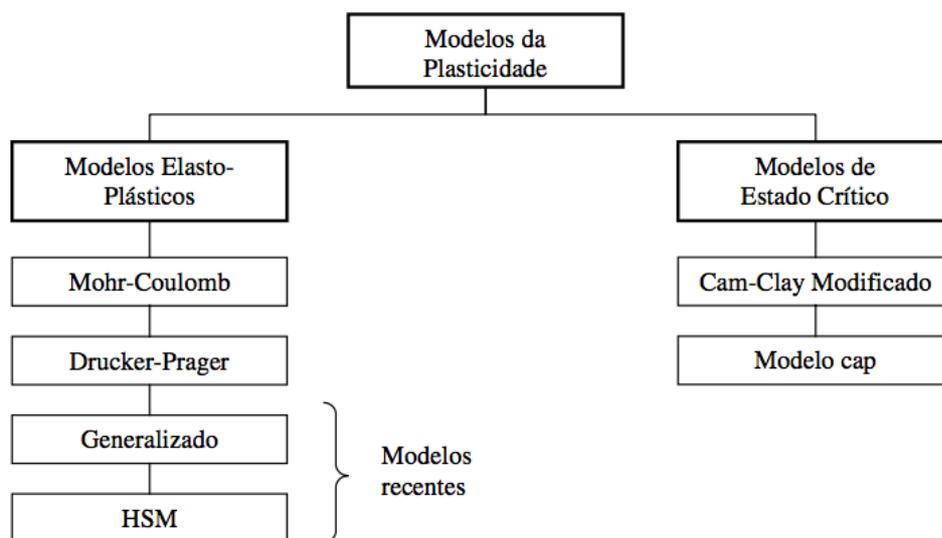


Figura 2.21 - Família de modelos constitutivos elasto-plástico clássicos (Ibañez, 2003).

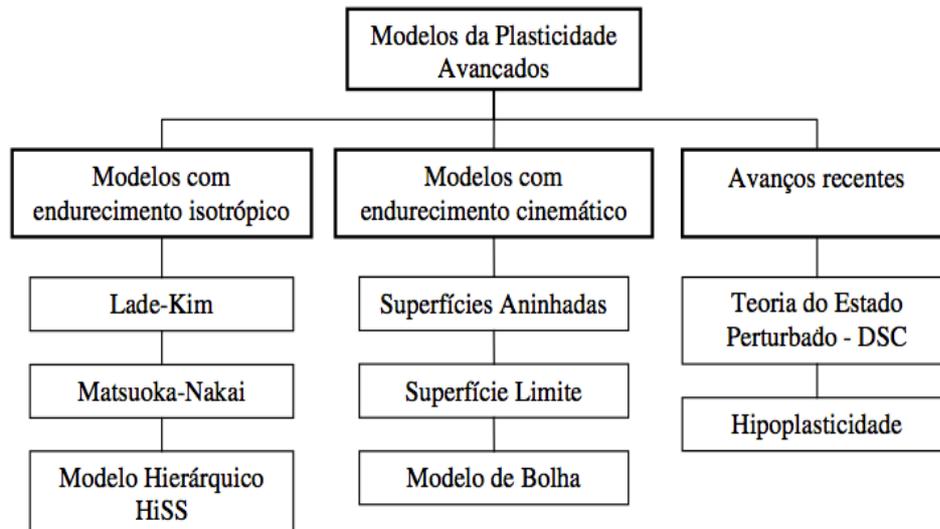


Figura 2.22 - Família de modelos constitutivos elasto-plástico avançados (Ibañez, 2003).

Apesar da vasta gama de exemplos na literatura, os modelos elasto-plásticos são os que se mostram mais eficientes na representação do comportamento dos solos, sendo que alguns, como o Cam-clay (Puppi, 2008; Farias et al., 1996), tem demonstrado uma grande versatilidade. Neste trabalho, o modelo escolhido foi Drucker-Prager (Guery, 2008), pelo fato de este estar implementado no ABAQUS® e permitir a utilização do conceito de dano. O item 2.4 explica de forma resumida os modelos constitutivos que definem as propriedades mecânicas do solo que será modelado no programa ABAQUS® para este trabalho.

## 2.4 COMPORTAMENTO MECÂNICO DO SOLO: MODELOS ELASTO-PLÁSTICOS

Os modelos elasto-plásticos são amplamente utilizados na Engenharia Geotécnica para a caracterização dos solos. Esses modelos são baseados na Teoria da Elasticidade, na Teoria da Plasticidade Clássica, e nos conceitos da Mecânica dos Estados Críticos. Para a completa descrição de um modelo elasto-plástico, Wood (1990) expressa a necessidade de se definir quatro aspectos básicos referentes ao comportamento do solo:

1. O comportamento do solo dentro de uma região de tensões onde as deformações são totalmente recuperadas quando ocorre o descarregamento. Essas definições expressam as **Propriedades Elásticas** do material;
2. A fronteira no espaço de tensões chamada **Superfície de Escoamento**, a partir da qual as

deformações não são mais totalmente recuperáveis no descarregamento;

3. Definição das deformações quando o estado de tensões ultrapassa a superfície de escoamento, chamada **Superfície Potencial Plástica**;
4. Definição do modo como a magnitude das deformações não recuperáveis, as deformações plásticas, está ligada ao tamanho da superfície de escoamento. Esta relação é definida pela **Lei de Endurecimento**.

O modelo que será utilizado neste trabalho é o de Drucker-Prager. Conforme dito anteriormente, esse modelo permite a utilização do modelo de Dano, que será utilizado para melhor reproduzir o comportamento de solos colapsíveis.

#### 2.4.1 MODELO DE DRUCKER-PRAGER

O Modelo de Drucker-Prager é um modelo de plasticidade que vem sendo usado em programas de análise por elementos finitos para uma variedade de problemas da Engenharia Geotécnica. Ele é apropriado para representar o comportamento dos solos por ser capaz de considerar o efeito do histórico de tensões, do caminho de tensões, da dilatância, e da tensão principal intermediária.

O critério de ruptura generalizado de Drucker-Prager pode ser escrito como

$$f = \sqrt{J_{2D}} - \alpha I_1 - k = 0 \quad (2.9)$$

onde  $\alpha$  e  $k$  são parâmetros do material,  $I_1$  é o primeiro invariante do tensor de tensões e  $J_{2D}$  é o segundo invariante do tensor deviatórico de tensões (Desai & Siriwardane, 1984). A Eq. 2.9 representa uma linha reta no espaço de tensões  $I_1 \times \sqrt{J_{2D}}$  (Figura 2.23).

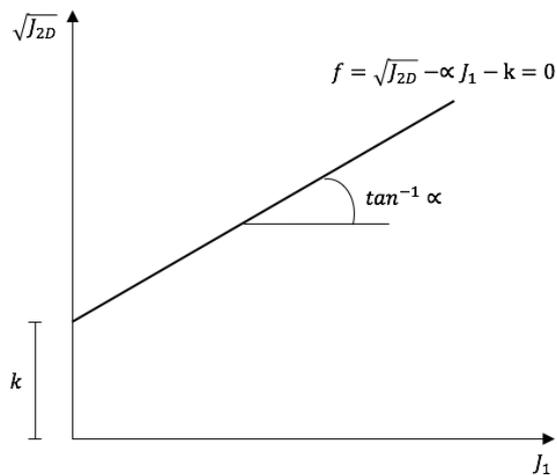


Figura 2.23 - Critério de Drucker-Prager 2D (Desai & Siriwardane)

Em um espaço tri-dimensional de tensões, o critério plota um cone circular que define a superfície de escoamento do material, onde  $I_1$  é chamado *Eixo Hidrostático* (Figura 2.24). De acordo com o critério de Drucker-Prager, um estado de tensões externo à superfície do cone não é estável: o material poderia sofrer deformações plásticas enquanto o seu estado de tensões se move pela superfície de escoamento. Maiores detalhes sobre esse modelo podem ser obtido em referencias clássicas, tais como, Desai & Siriwardane (1984).

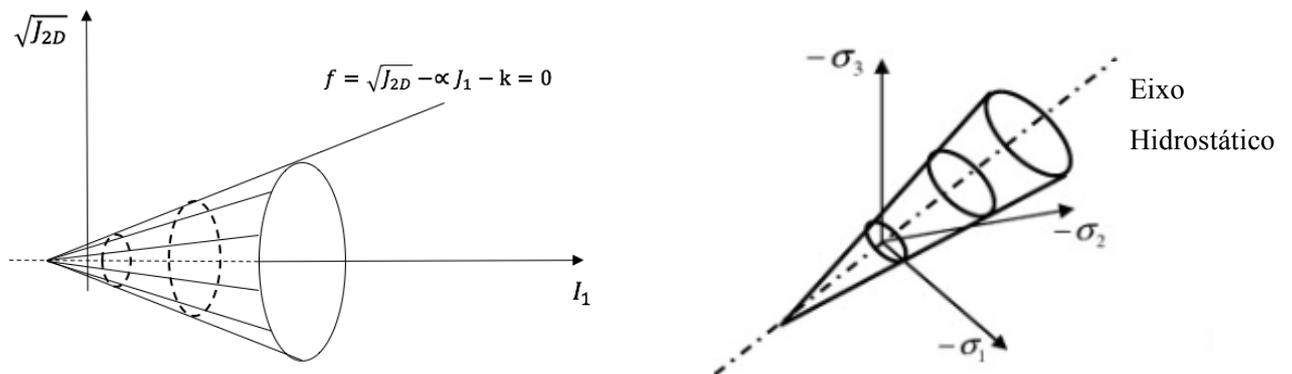


Figura 2.24 - Critério de Drucker-Prager.

## 2.4.2 MECÂNICA DO DANO CONTÍNUO

A Mecânica do Dano Contínuo, baseada na teoria termodinâmica dos processos irreversíveis e nas variáveis de estado interno, tem sido empregada como uma ferramenta para representar a degradação progressiva das propriedades mecânicas dos materiais anteriores à formação de macrofraturas (Simo & Ju, 1987).

Segundo Lemaitre (1996), a Mecânica do Dano Contínuo lida com a capacidade de carga de sólidos que não possuem fissuras principais, ou seja, fissuras que possam atuar como superfície de ruptura. Por outro lado, esses corpos possuem pequenos danos devido à presença de microdefeitos, tais como microfissuras, interfaces ou microvazios.

De acordo com essa teoria, o dano, processo progressivo pelo qual os materiais se degradam e rompem, provém do acúmulo de microtensões ao redor desses microdefeitos, o que gera o rompimento das ligações nessas regiões. (Lemaitre, 1996; Lemaitre & Desmorat, 2005). Os microdefeitos e a evolução destes (em um nível de microescala) contribuem para o comportamento não-linear dos sólidos pós-pico, sendo evidenciados macroscopicamente por redução de rigidez e resistência do material (Rodrigues, 2011).

De acordo com o modelo de dano isotrópico, no qual o comportamento das microfissuras e microvazios independe da direção, o comportamento mecânico das falhas é regido por uma variável escalar chamada variável de dano ( $d$ ). Para o dano anisotrópico, é necessário considerar variáveis tensoriais de dano. As formulações de dano isotrópico têm sido empregadas extensivamente na literatura devido a sua simplicidade, eficiência e adequação para diversas aplicações práticas (Simo & Ju, 1987).

Considera-se um volume representativo  $dv$  de um sólido submetido a efeitos de dano em um ponto  $M$  (Fig. 2.25). A seção transversal deste elemento, de área  $A$ , é composta por uma área danificada total  $A_D$ .

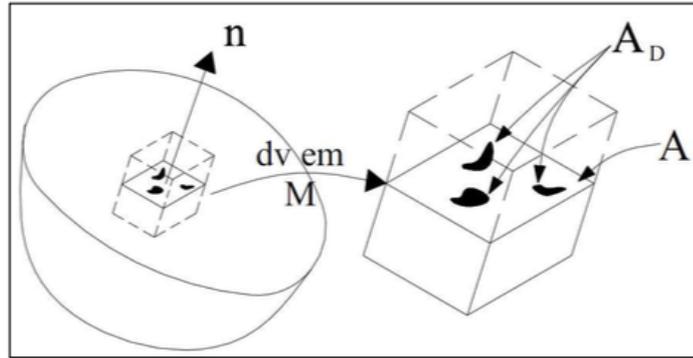


Figura 2.25 - Definição de Dano (Pedrini, 2008).

Em uma seção transversal do elemento danificado, a variável de dano é definida como:

$$d = \frac{A_D}{A} \quad (2.10)$$

onde  $A_D$  é a área com defeitos e  $A$  é a área total da seção transversal, sem a ocorrência de qualquer defeito. Observa-se que a variável de dano pode variar de  $d=0$ , o que corresponde a um material em estado íntegro, sem defeitos, até  $d=1$ , correspondendo a um material completamente danificado.

A seguir, será apresentada a formulação de uma relação constitutiva que considera o processo de dano para um material em uma dimensão. A ideia apresentada a seguir pode ser generalizada para casos bi e tridimensionais de tensões.

Assumindo que a área da seção que efetivamente resiste ao carregamento aplicado é dada segundo:

$$\bar{A} = A - A_D \quad (2.11)$$

para um elemento unidimensional com carregamento axial  $F$ , podem-se definir dois valores de tensões, sendo a primeira a tensão aparente:

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad (2.12)$$

Além disso, a tensão efetiva é dada por:

$$\bar{\sigma} = \frac{F}{\bar{A}} \quad (2.13)$$

onde  $\bar{A}$  é a área que efetivamente resiste aos esforços solicitantes, ou seja, Área íntegra.

Trabalhando as equações (2.11) e (2.12), chega-se à lei constitutiva:

$$\sigma = (1 - d) \bar{\sigma} \quad (2.14)$$

Baseando-se no conceito de tensão efetiva e no princípio de deformação equivalente proposto por Lemaitre e Chaboche (1978), a deformação de um corpo danificado submetido a um estado de tensão,  $\sigma$ , é equivalente a deformação associada ao estado de tensão efetiva,  $\bar{\sigma}$ , aplicado ao mesmo corpo sem nenhum dano, conforme apresentado na Figura 2.26. Isso pode ser expresso como

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_D} \equiv \frac{\bar{\sigma}}{E} \quad (2.15)$$

onde  $E$  é o Módulo de Young íntegro e  $E_D$  é o Módulo de Young degradado.

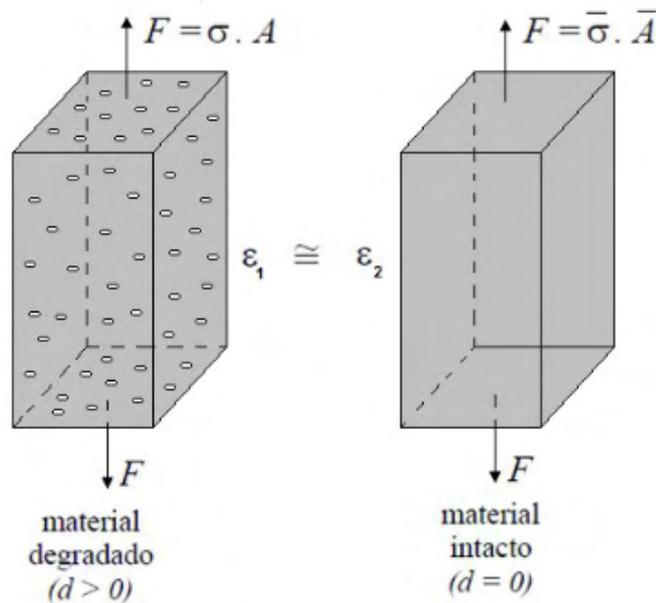


Figura 2.26 - Hipótese de deformação equivalente (Lemaitre,1978).

Substituindo a Eq. 2.13 em 2.14, como descrito na sequência das Eq. 2.15 e 2.16, têm-se a relação entre o Módulo de Young íntegro e o Módulo de Young degradado, conforme apresentado Eq. (2.17).

$$\varepsilon_1 = \frac{(1 - d)\bar{\sigma}}{E_D} \quad (2.16)$$

$$\frac{(1-d)\bar{\sigma}}{E_D} = \frac{\bar{\sigma}}{E} \quad (2.17)$$

$$E_D = (1-d)E \quad (2.18)$$

A partir da Eq. 2.14 com a Eq. 2.17, pode-se escrever a relação constitutiva geral (Eq. 2.18 e Eq. 2.19).

$$\sigma = E_D \cdot \varepsilon \quad (2.19)$$

Ou ainda

$$\sigma = (1-d) \cdot E \cdot \varepsilon \quad (2.20)$$

Na Figura 2.27 é possível observar a relação entre o Módulo de Young do material intacto e do material danificado. Até o ponto A, o material se comporta segundo a lei de Hooke, ou seja, o dano ainda não gerou efeitos sobre a resistência do material. A partir desse ponto, os defeitos do material passaram a reduzir a sua capacidade resistente, deslocando a linha do gráfico para a linha em azul. Pode-se ver que, caso o material não estivesse danificado, a linha do gráfico chegaria no ponto C. Com o dano, a parcela  $\Delta\bar{\sigma}$  foi dissipada, e com isso, ele chegou no ponto B.

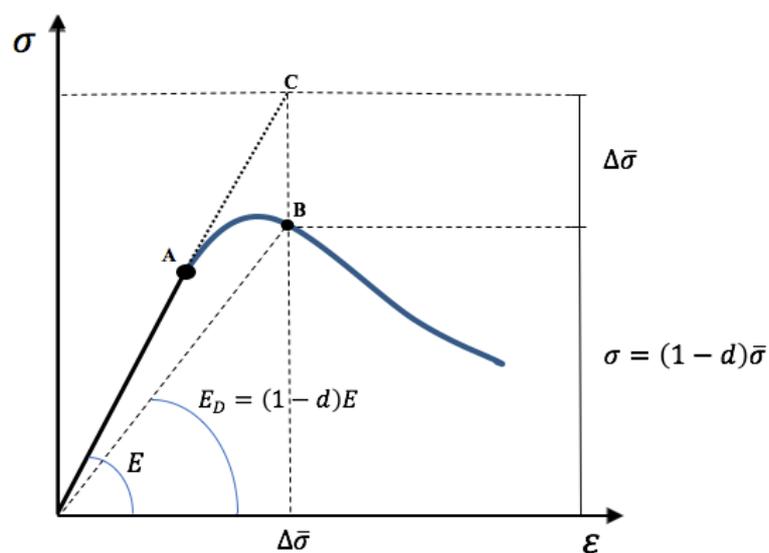


Figura 2.27 - Representação gráfica do Modelo de Dano

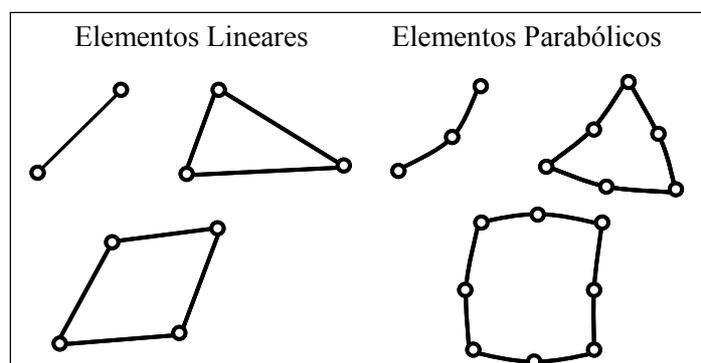
## 2.5 MODELAGEM NUMÉRICA UTILIZANDO O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O Método dos Elementos Finitos (MEF) é um método numérico largamente utilizado hoje na engenharia geotécnica. “Métodos analíticos consistem na resolução analítica de equações diferenciais que descrevem o problema, gerando soluções exatas. Em métodos numéricos, uma área suficientemente grande é discretizada – dividida em elementos de tamanho finito – em elementos finitos. Esse processo transforma um problema de funções desconhecidas, que poderiam ser resolvidas precisamente apenas analiticamente com um número infinitamente grande de incógnitas, em um problema com um número finito de incógnitas” (Maidl et al., 2014)

Neste capítulo será feita uma breve revisão sobre o Método dos Elementos finitos além de uma apresentação sobre o programa ABAQUS®.

### 2.5.1 O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O método dos elementos finitos consiste em dividir o domínio de análise do problema em sub-regiões denominadas de elementos. Posteriormente, será mostrado que a solução do problema depende em parte do tipo de elemento escolhido para realizar a divisão do domínio, bem como do número de elementos. A Figura 2.28 apresenta exemplos de alguns elementos (Cordão Neto, 2016).



**Figura 2.28** – Exemplo de elementos

Os elementos possuem “nós” nos quais são calculados os valores da variável que se deseja estudar. Caso o valor de uma variável deva ser calculado dentro do elemento, esta deve ser interpolada utilizando-se para isso funções de interpolação, como expresso a seguir:

$$u \cong \hat{u} = \sum N_i u_i$$

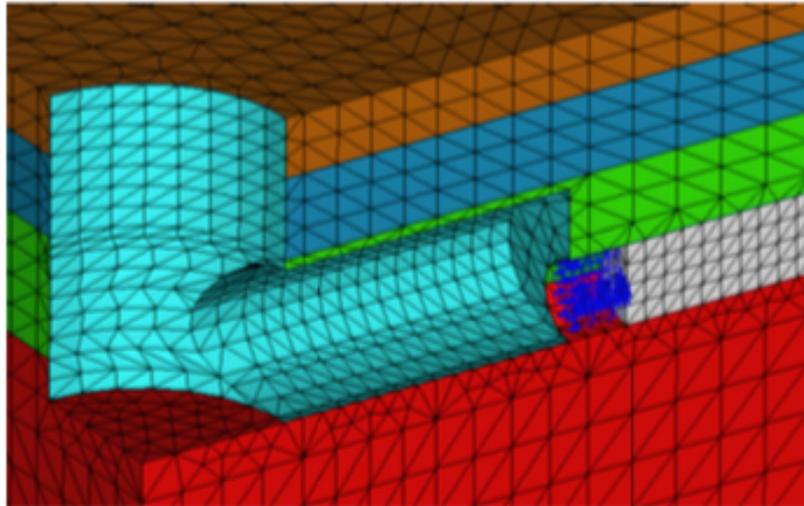
onde  $N_i$  é a função relativa ao nó  $i$ . e  $u_i$  é o valor da variável  $u$  no nó  $i$ . As funções de interpolação dependem do tipo de elemento e serão apresentadas com detalhes posteriormente.

Do apresentado na equação (1) pode-se concluir que um elemento finito é uma região do espaço onde uma variável  $u$  é aproximadamente igual a  $\hat{u}$  e esta é calculada a partir da interpolação dos valores nodais,  $u_i$ , desta variável.

Análises por elementos finitos requerem alguns passos que serão descritos a seguir (Cordão Neto, 2016):

1. Dividir o domínio do problema em elementos finitos, gerando uma malha de elementos.
2. Associar a cada elemento propriedades físicas relacionadas como o problema em questão.
3. Aplicar as condições de contorno relacionadas ao problema, de modo a tornar a solução única.
4. Montar o sistema de equações relacionado a cada elemento.
5. Resolver o sistema de equações, com as devidas condições de contorno.
6. Analisar resposta por meio de gráficos.

O MEF será estudado com mais detalhe de acordo com a necessidade do projeto para a realização das análises. Como exemplo da aplicação do método para o problema de túneis, a representação gráfica da Figura 2.29 foi obtida por Guerra (2016) para modelar o comportamento de um maciço heterogêneo de quatro camadas ao longo da construção de um poço de acesso (shaft) e do túnel de via.



**Figura 2.29 – Representação gráfica da construção de um túnel obtida com o uso do Método dos Elementos Finitos (Guerra, 2016).**

### **2.5.2 FERRAMENTA NUMÉRICA: ABAQUS®**

O software ABAQUS® é um programa de análise numérica que utiliza o método dos elementos finitos para resolução de problemas de engenharia. O pré-processador, chamado de ABAQUS/CAE, pode ser utilizado tanto pela interface quanto pela inserção de arquivos de texto.

O ABAQUS/CAE se subdivide ainda em quatro módulos, que se diferenciam pela sua aplicabilidade, os quais são: Abaqus/Standard, Abaqus/Explicit, Abaqus/CFD e Abaqus/Electromagnetic. Além disso, para compor um modelo no software ABAQUS são necessárias inserir condições iniciais em 8 sub-módulos: *Parts*; *Property*, *Assembly*, *Steps*, *Interaction Load*, *Mesh*, *Job*.

Em *Parts*, criam-se as formas que irão compor o modelo, ou seja, cria-se a geometria do modelo, que somente serão combinadas na etapa de *Assembly*. Uma parte do Abaqus/CAE, Standard ou Explicit é definida por:

1. O espaço de modelagem, que pode ser bidimensional, tridimensional ou axissimétrico;
2. O seu tipo, podendo ser deformável, rígido discreto, rígido analítico ou euleriano;
3. Tamanho aproximado.

Após o desenho da geometria em *Parts*, é necessário definir as propriedades desta parte ou de uma região da mesma criando uma seção em *Materials* e em *Sections*, e atribuindo-as à parte. As seções referem-se aos materiais e aos perfis do modelo. No caso deste trabalho, o material será um solo com as propriedades definidas nas tabelas 3.1, 3.2 e 3.3 apresentadas no capítulo 3.

Tendo criado as partes que compõem a geometria do problema, cada uma delas existe independentemente no seu próprio sistema de coordenadas. Na etapa *Assembly*, criam-se instâncias das partes, que serão então posicionadas em um sistema de coordenadas global.

A etapa *Steps* é utilizada para se definir uma sequência de análises que possibilita a avaliação dos efeitos de mudanças de carregamento ou condições de contorno, por exemplo. Neste trabalho, foi criado um passo inicial no qual o maciço encontrava-se submetido apenas as tensões geostáticas, seguido de um segundo passo no qual o túnel foi escavado. A escavação foi feita através de uma mudança na geometria que exclui a região relativa ao túnel.

Nas etapas *Load* e *Mesh* são definidos, respectivamente, os esforços solicitantes aos quais o modelo está submetido e a malha de elementos finitos que será utilizada para os cálculos das variáveis do modelo.

Finalmente, em *Job* o modelo pode ser submetido para análise. Os resultados podem ser encontrados no modo de visualização (*Visualization*), em uma aba denominada *Results* (Resultados).

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

As análises numéricas foram realizadas em três etapas, utilizando como ferramenta o programa ABAQUS®:

1. Simulação numérica de um túnel escavado em um solo que se comporta mecanicamente de forma elástico linear, com o objetivo de se obter uma base de comparação para os modelos a serem desenvolvidos posteriormente.

Os valores utilizados para os parâmetros Módulo de Young ( $E$ ), Coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) e Densidade ( $\rho$ ) estão apresentados na Tabela 3.1.

**Tabela 3.1 – Parâmetros utilizados no modelo elástico linear.**

Modelo Elástico Linear		
Parâmetro	Unidade	Valor
Módulo de Young ( $E$ )	MPa	200
Coeficiente de Poisson ( $\nu$ )	-	0,33
Densidade ( $\rho$ )	kg/m <sup>3</sup>	2000

Estes parâmetros são necessários para caracterizar o solo em todas as etapas do trabalho e, portanto, foram mantidos ao longo de todo o projeto.

2. Simulação numérica de um túnel escavado em um solo caracterizado pelo modelo constitutivo elástico-plástico de Drucker-Prager. Esta etapa teve como objetivo avaliar a influência do modelo constitutivo de Drucker-Prager no comportamento do maciço de solo ao ser escavado por um túnel. Os parâmetros incluídos no modelo estão listados na Tabela 3.2;

**Tabela 3.2 – Parâmetros utilizados no modelo elastoplástico sem dano.**

Modelo Elastoplástico sem Dano		
Parâmetro	Unidade	Valor
Módulo de Young ( $E$ )	MPa	200
Coeficiente de Poisson ( $\nu$ )	-	0,33
Densidade ( $\rho$ )	kg/m <sup>3</sup>	2000
Ângulo de atrito ( $\beta$ )	(°)	45°
Ângulo de dilatância	(°)	0°
Tensão de plastificação	kPa	100

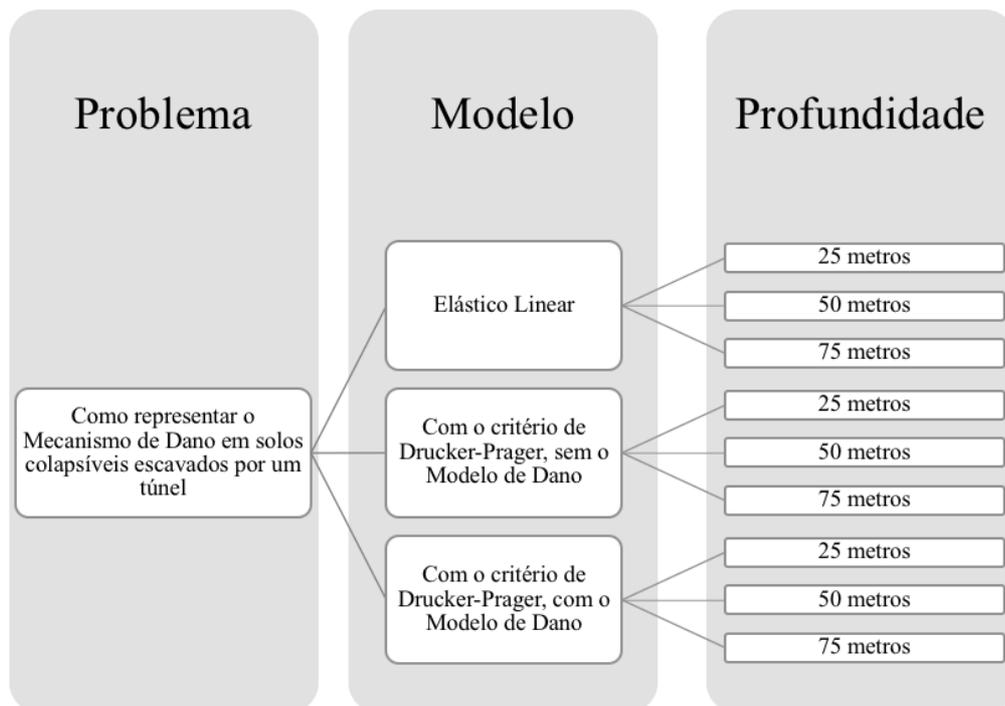
3. Simulação numérica de um túnel escavado em um solo caracterizado pelo modelo constitutivo de Drucker-Prager associado ao Modelo de Dano. Procurou-se avaliar a influência da consideração do mecanismo de dano nos resultados.

De posse dos resultados dos modelos elastoplásticos, foram incluídas as propriedades do mecanismo de dano no modelo constitutivo do material. As propriedades aplicadas são apresentadas na Tabela 3.3.

**Tabela 3.3 – Propriedades do modelo de Dano.**

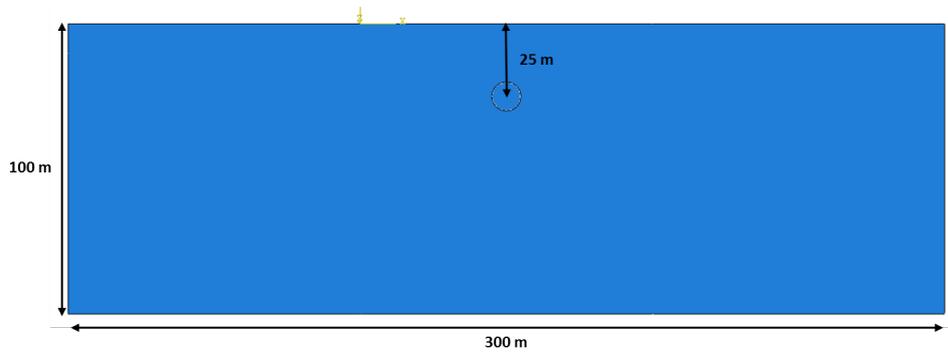
Propriedades do Modelo de Dano	
Parâmetro	Valor
Deformação para início do dano	0.1
Razão de tensão cisalhante	2
Taxa de deformação	0.01
Deslocamento na falha	0.1
Parâmetro da lei exponencial	5

A Figura 3.1 facilita a visualização do processo de análise utilizado neste trabalho.

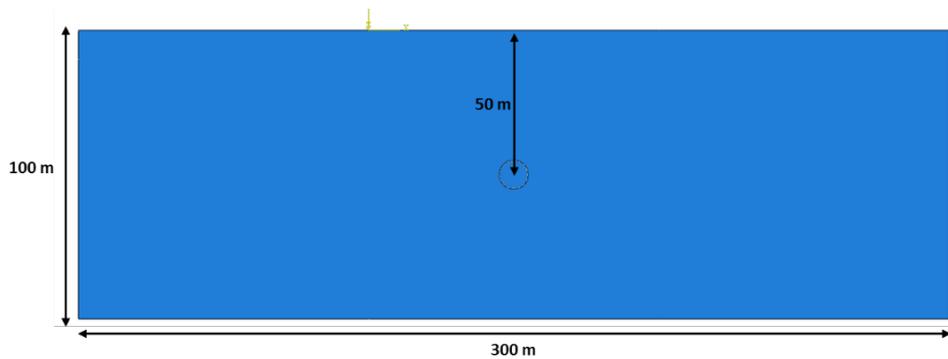


**Figura 3.1 – Processo de análise deste projeto**

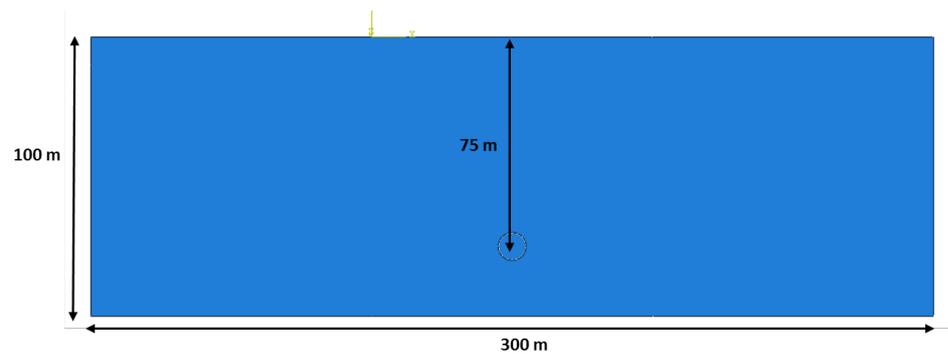
Em cada uma dessas etapas, a simulação foi feita para um túnel escavado a uma profundidade de 25m, 50m e 75 m, para que pudesse ver visualizada a variação das tensões e deslocamentos induzidos pelo túnel. As geometrias são ilustradas nas Figura 3.1, 3.2 e 3.3.



**Figura 3.2 – Geometria do modelo de túnel a 25 m de profundidade.**



**Figura 3.3 – Geometria do modelo de túnel a 50 m de profundidade.**



**Figura 3.4 – Geometria do modelo de túnel a 75 m de profundidade.**

Em todas as etapas as condições de contorno foram as mesmas, nas quais foram restringidos os deslocamentos verticais na base e os horizontais na lateral do maciço. Além disso, definiu-se a carga de gravidade como vertical para baixo. Para todos os modelos constitutivos testados, as análises foram conduzidas em duas etapas: estabelecimento do estado de tensão geostático e escavação do túnel.

Para geração das tensões geostáticas, foi definido um campo que informa ao software as tensões *in situ* no maciço para as devidas coordenadas verticais. A Figura 3.5 apresenta este passo no ABAQUS®.

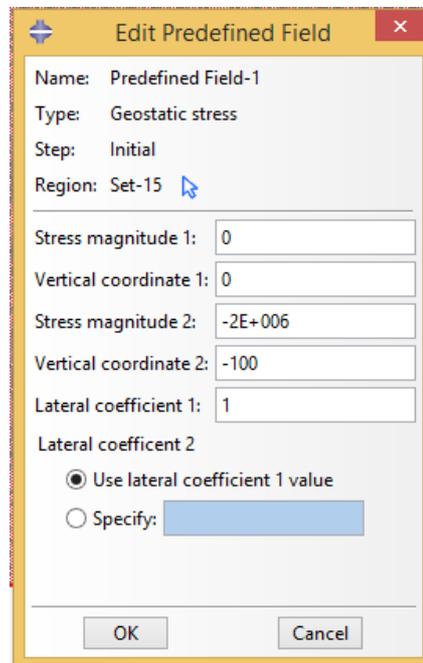


Figura 3.5 – Estabelecimento das tensões geostáticas.

A malha de elementos finitos utilizada é apresentada na Figura 3.6, a qual é composta por elementos triangulares do tipo CPE3 (elementos da biblioteca do módulo implícito, de deformação plana, linear, com 3 nós).

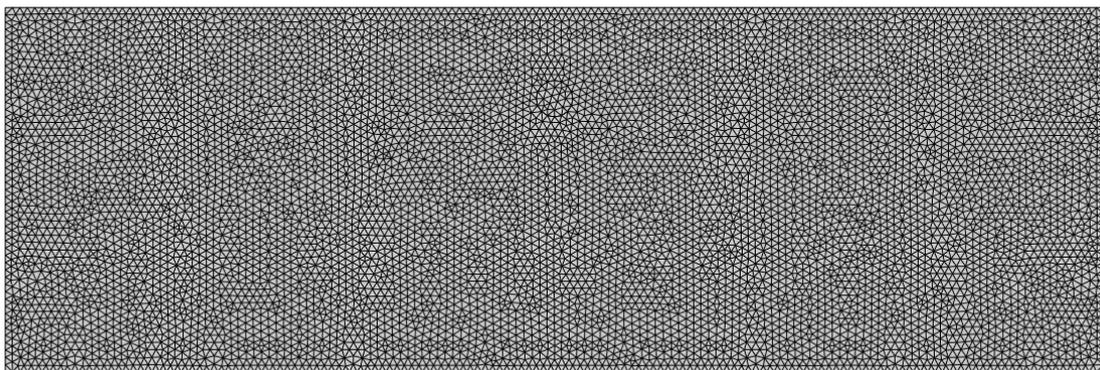


Figura 3.6 – Malha de elementos finitos.

## **4 RESULTADOS E ANÁLISES**

Com o objetivo de se obter parâmetros para avaliar a influência do mecanismo de dano na avaliação dos deslocamentos em túneis a 25 m, 50 m e 75 m de profundidade, foram criados modelos elásticos, elastoplásticos com critério de ruptura de Drucker-Prager e com mecanismo de dano. Os resultados obtidos em cada modelo e análises destes resultados são apresentados a seguir.

### **4.1 TÚNEL ESCAVADO A 25 METROS DE PROFUNDIDADE**

O item 4.1.1 discorre sobre os resultados encontrados na análise do modelo elástico linear para o túnel mais raso, localizado a 25 m de profundidade. Os resultados dos modelos elastoplástico com critério de ruptura de Drucker-Prager e elastoplástico com mecanismo de Dano não convergiram, e por isso não foram apresentados.

#### **4.1.1 MODELO ELÁSTICO LINEAR**

No modelo elástico do túnel a 25 m de profundidade foi informado ao software o Módulo de Young ( $E = 200\text{MPa}$ ), o Poisson ( $\nu = 0,33$ ) e a densidade do solo ( $\rho = 2000\text{ kg/m}^3$ ), que são os parâmetros necessários para esse tipo de análise. A Figura 4.1 indica o campo de tensões do maciço inalterado, submetido apenas às tensões geostáticas. Este resultado representa uma validação inicial do modelo, de modo que as tensões verticais crescem com o aumento da profundidade, estando de acordo com a teoria da Mecânica dos Solos. Nas Figuras 4.2 e 4.3, são apresentados, respectivamente, o campo de tensões verticais e o campo de deslocamentos verticais para o maciço escavado, após a redistribuição de tensões induzidas pelo túnel. Observa-se o alívio de tensões acima e abaixo do túnel.

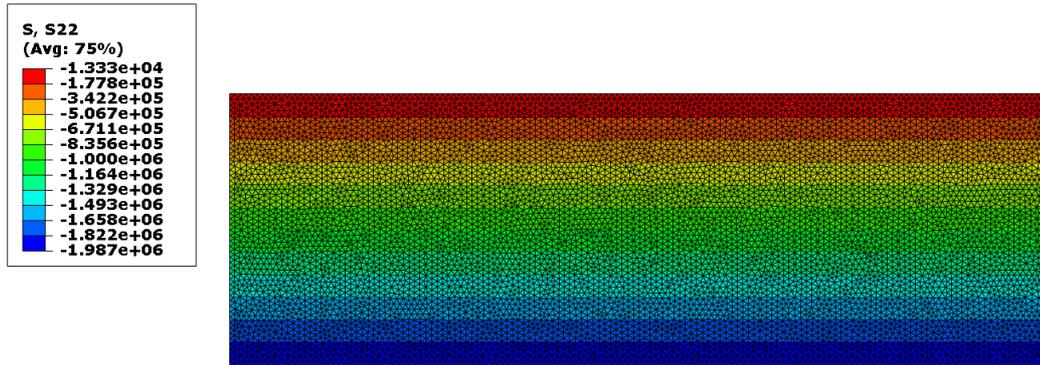


Figura 4.1 - Tensão vertical geostática do maciço de acordo com o modelo elástico linear, para um túnel escavado a 25 metros de profundidade.

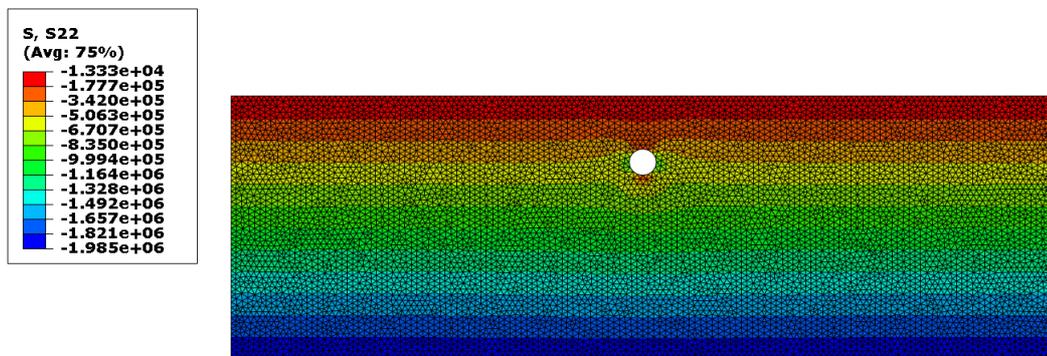


Figura 4.2 – Tensão vertical do maciço após a escavação de um túnel localizado a 25 metros de profundidade, de acordo com o modelo elástico linear.

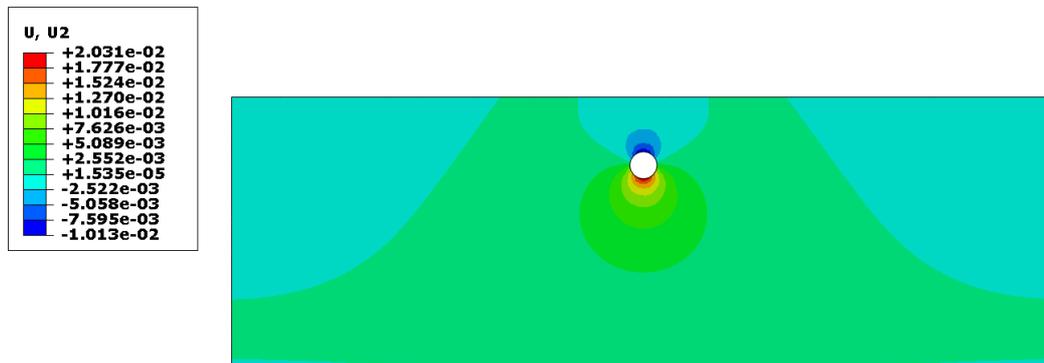
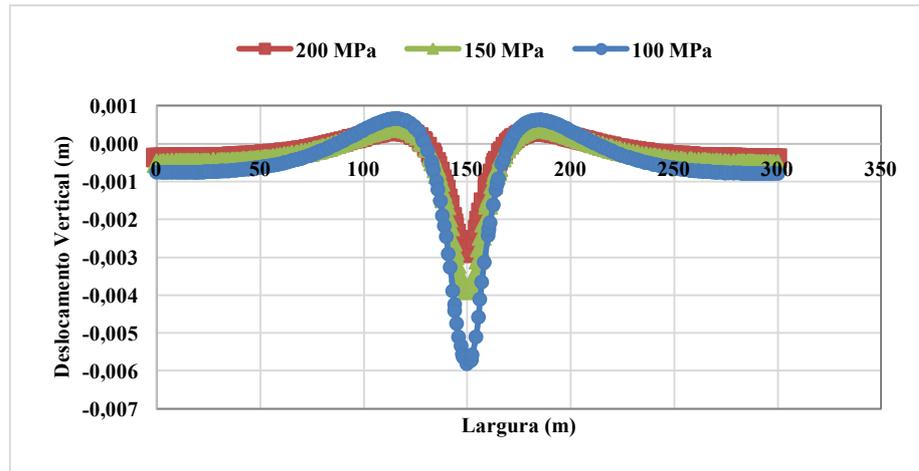


Figura 4.3 – Deslocamento vertical do maciço após a escavação de um túnel localizado a 25 metros de profundidade, de acordo com o modelo elástico linear.

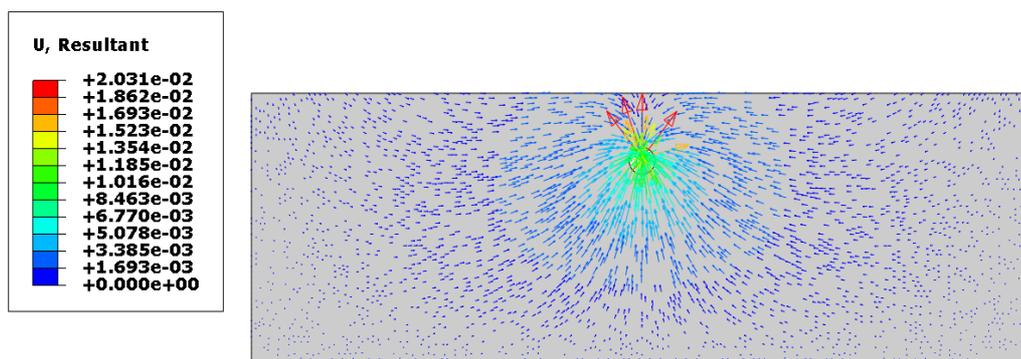
A fim de compreender a influência de  $E$  nos resultados, realizou-se análises de deslocamentos para  $E$  de 100 MPa, 150 MPa e 200 MPa. Os deslocamentos verticais encontrados na superfície, para os três valores de  $E$ , são apresentados na Figura 4.4.



**Figura 4.4 – Avaliação da influência do Módulo de Young no deslocamento vertical da superfície para um túnel escavado a 25 m de profundidade, de acordo com o modelo elástico linear.**

Nota-se que com o aumento do Módulo de Young, o deslocamento vertical máximo se reduz. Ainda, neste modelo em que o túnel está a 25 m de profundidade, percebe-se a presença de deslocamentos positivos indicando que parte do maciço está em movimento ascendente. Este fenômeno pode ser comprovado pelo gráfico dos vetores de deslocamento na Figura 4.5.

Os deslocamentos ascendentes observados podem ser explicados pelo uso do modelo elástico linear, segundo o qual as deformações produzidas em um corpo devido a ação de esforços solicitantes são completamente recuperáveis com o alívio de tensões – não há deformações permanentes. Dado que ao se escavar um túnel, um alívio de tensões é provocado em alguns pontos do maciço, este alívio de tensões é associado à expansão do solo.



**Figura 4.5 – Vetores de deslocamento total ao redor de um túnel escavado a 25 m de profundidade.**

## 4.2 TÚNEL LOCALIZADO A 50 METROS DE PROFUNDIDADE

Após as análises de um túnel mais raso, foram realizadas análises de um túnel a 50 m de profundidade. Os itens 4.2.1 e 4.2.2 apresentam os resultados obtidos para os modelos constitutivos elástico linear e elastoplástico. O programa não retornou resultados para o modelo elastoplástico associado ao mecanismo de dano.

### 4.2.1 MODELO ELASTICO LINEAR

Mantendo-se  $E = 200 \text{ MPa}$ ,  $\nu = 0.33$  e  $\rho = 2000 \text{ kg/m}^3$ , como na análise feita anteriormente para um túnel escavado a 25 m de profundidade, as tensões e deslocamentos induzidos no maciço após a escavação são indicados nas Figuras 4.6 e 4.7. O campo de tensões geostáticas não foi apresentado novamente porque ele é o mesmo em todos os modelos - a condição inicial do maciço é igual para todos eles.

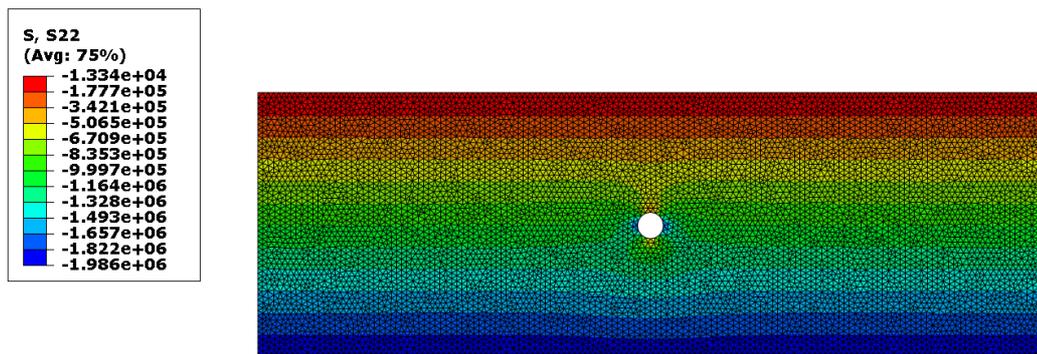


Figura 4.6 – Tensão vertical do maciço após a escavação de um túnel localizado a 50 metros de profundidade, de acordo com o modelo elástico linear.

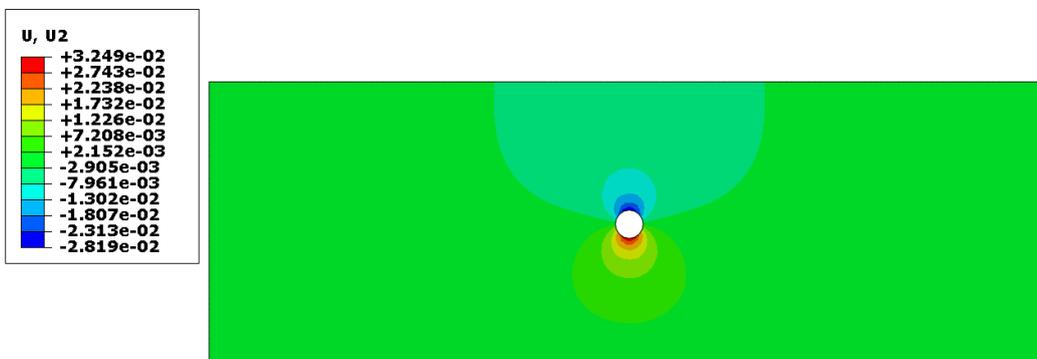


Figura 4.7 – Deslocamento vertical do maciço após a escavação de um túnel localizado a 50 metros de profundidade, de acordo com o modelo elástico linear.

Novamente, para avaliar a influência no Módulo de Young para esta profundidade, também foram feitos modelos variando E em 100 MPa, 150 MPa e 200 MPa. Os resultados são mostrados na Figura 4.8, a partir dos quais observa-se que neste caso não há deslocamentos positivos na superfície. Para comprovar o sentido dos deslocamentos, a Figura 4.9 apresenta o conjunto de vetores de deslocamento total observado na análise para E = 200 MPa. A ausência de deslocamentos positivos ocorre porque, apesar de haver alívios no estado de tensão próximo à zona de escavação, na superfície as tensões não sofrem mudanças significativas. Isso é melhor visualizado nas Figuras 4.6 e 4.7 apresentadas anteriormente.

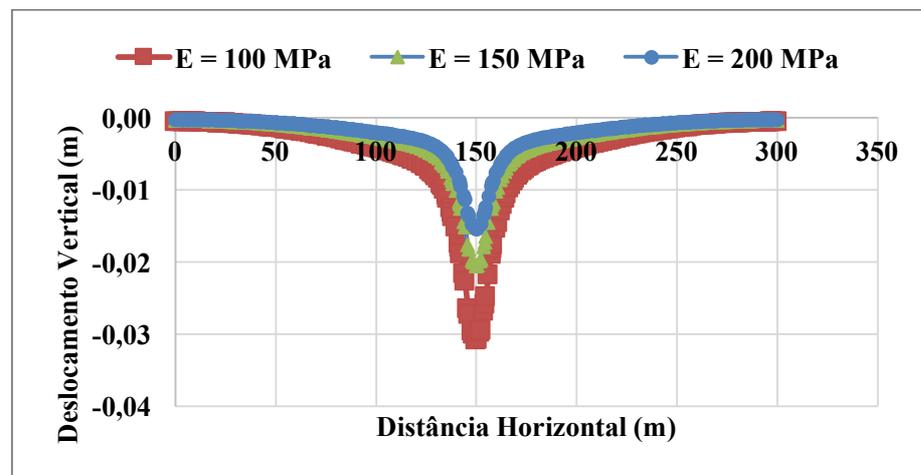


Figura 4.8 – Avaliação da influência do Módulo de Young no deslocamento vertical da superfície para um túnel escavado a 50 m de profundidade, de acordo com o modelo elástico linear.

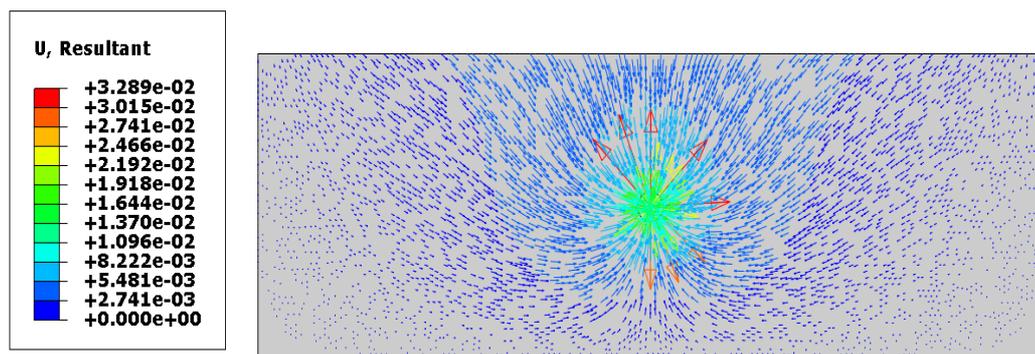


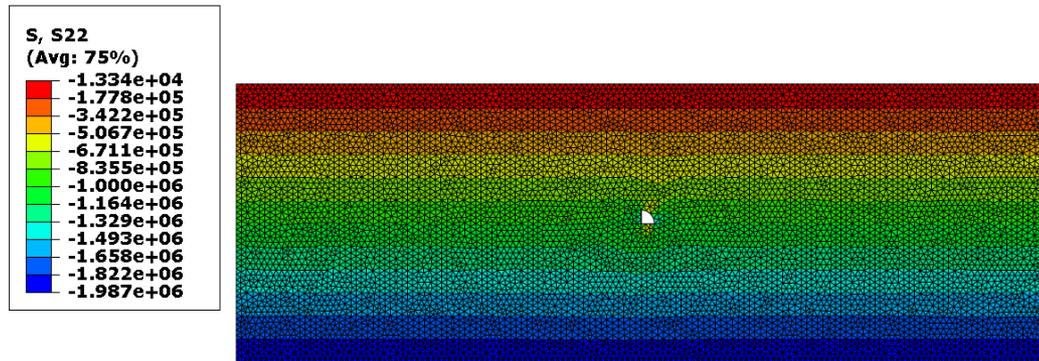
Figura 4.9 – Vetores de deslocamento para um túnel a 50 m de profundidade.

#### 4.2.2 MODELO ELASTOPLÁSTICO

Uma vez que é conhecido o comportamento elástico deste túnel localizado a 50 m de profundidade, foi inserido ao modelo o critério de ruptura de Drucker Prager. Tentou-se escavar toda a seção, que possui um diâmetro de 10 m, mas a convergência da análise não foi atingida.

Isso indica uma possível ruptura do túnel caracterizada pela degradação dos elementos da malha.

Dessa forma, simulou-se uma forma de escavação sequencial, onde em cada passo da análise foi escavado  $\frac{1}{4}$  da seção. Sendo assim, após a escavação de  $\frac{1}{4}$  da seção, obtiveram-se as tensões verticais (Figura 4.10) e os deslocamentos verticais induzidos no maciço (Figura 4.11).



**Figura 4.10 – Tensão vertical do maciço após a escavação de  $\frac{1}{4}$  de seção de um túnel localizado a 50 metros de profundidade, de acordo com o modelo elastoplástico.**



**Figura 4.11 – Deslocamento vertical do maciço após a escavação de  $\frac{1}{4}$  de seção de um túnel localizado a 50 metros de profundidade, de acordo com o modelo elastoplástico.**

Após a escavação de mais  $\frac{1}{4}$  da seção, ou seja, de meia seção no total, foram obtidos os deslocamentos verticais e totais ilustrados nas Figuras 4.12 e 4.13. A continuidade da escavação não foi realizada, uma vez que o software acusou que a resposta não convergia, ou seja, a resposta obtida não apresentava um “erro” aceitável. Isso indica que, para os parâmetros adotados, esse túnel não poderia ser escavado sem a colocação de um suporte. Como o objetivo desse trabalho não era avaliar o sistema de suporte, optou-se por não incluir esses resultados nas análises.

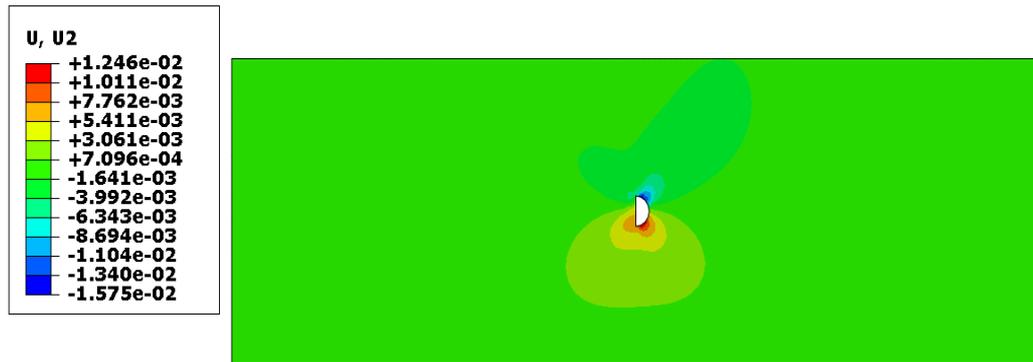


Figura 4.12 – Deslocamento vertical do maciço após a escavação de  $\frac{1}{2}$  de seção de um túnel localizado a 50 metros de profundidade, de acordo com o modelo elastoplástico.

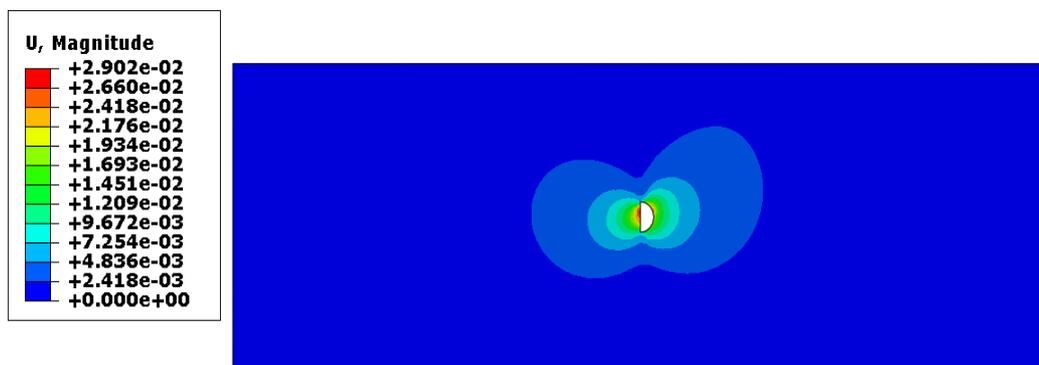


Figura 4.13 – Deslocamento total do maciço após a escavação de  $\frac{1}{2}$  de seção de um túnel localizado a 50 metros de profundidade, de acordo com o modelo elastoplástico.

### 4.3 TÚNEL LOCALIZADO A 75 METROS DE PROFUNDIDADE

Os resultados encontrados para o túnel escavado a 75 m de profundidade são apresentados nos itens 4.3.1 a 4.3.3. Neste caso, o programa retornou resultados nos três modelos sem a necessidade de se executar a escavação sequencial da seção do túnel.

#### 4.3.1 MODELO ELÁSTICO LINEAR

As tensões verticais e as tensões cisalhantes encontradas após a retirada da seção total foram obtidas conforme apresentado nas Figuras 4.14 e 4.15. É possível observar que após a escavação, as variações no estado de tensão se concentram próximas a zona escavada, não mais afetando a superfície do terreno. A Figura 4.16 mostra os deslocamentos totais provocados pelo túnel, podendo ser observadas zonas de influência dentro das quais os deslocamentos são os mesmos.

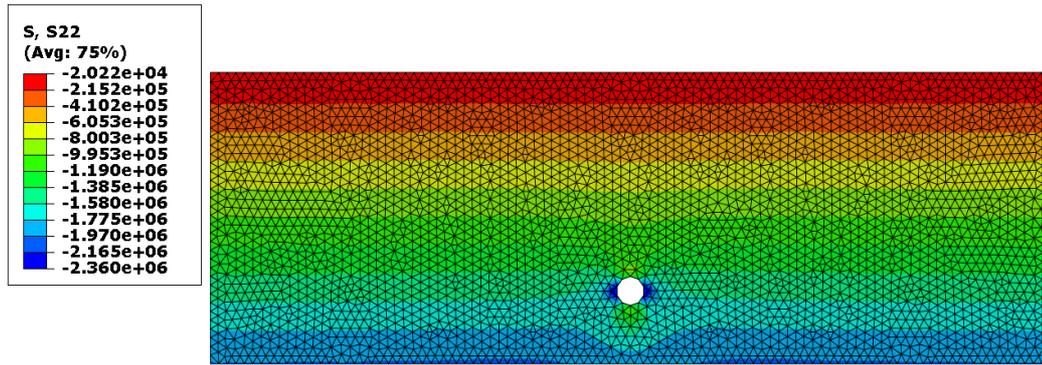


Figura 4.14 – Tensão vertical do maciço após a escavação de um túnel localizado a 75 metros de profundidade, de acordo com o modelo elástico-linear.

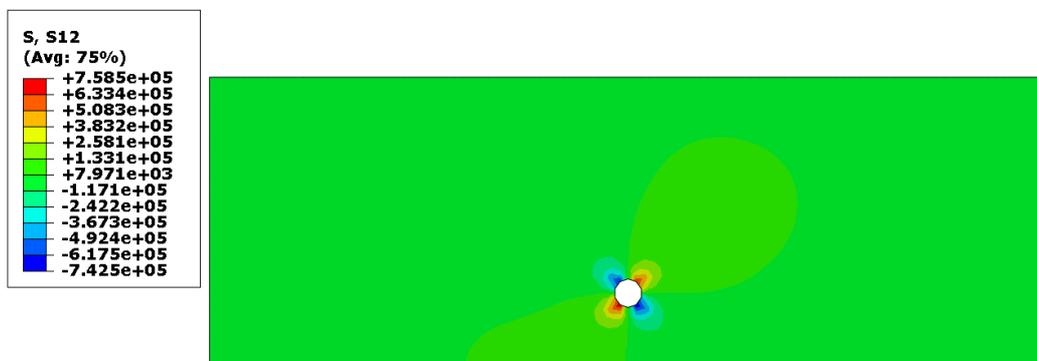


Figura 4.15 – Tensão cisalhante do maciço após a escavação de um túnel localizado a 75 metros de profundidade, de acordo com o modelo elástico-linear.

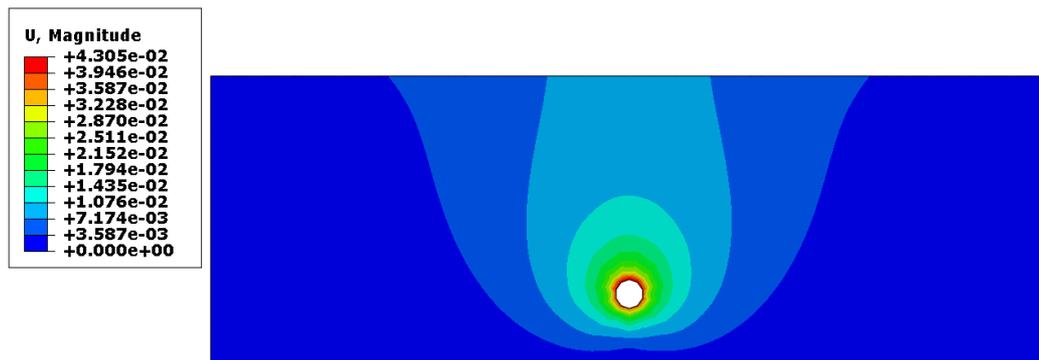


Figura 4.16 – Deslocamento total do maciço após a escavação de um túnel localizado a 75 metros de profundidade, de acordo com o modelo elástico-linear.

Assim como nos casos anteriores, realizou-se a análise elástica da influência do valor do Módulo de Young do maciço nos deslocamentos verticais superficiais sofridos por ele após a escavação de um túnel. Os resultados são apresentados na Figura 4.17, onde nota-se que para essa profundidade também não há valores positivos. Os vetores de deslocamento para  $E = 200$

MPa são ilustrados na Figura 4.18, sendo possível observar que os deslocamentos se concentram na região mais próxima ao eixo do túnel, como indicado também pela Figura 4.16.

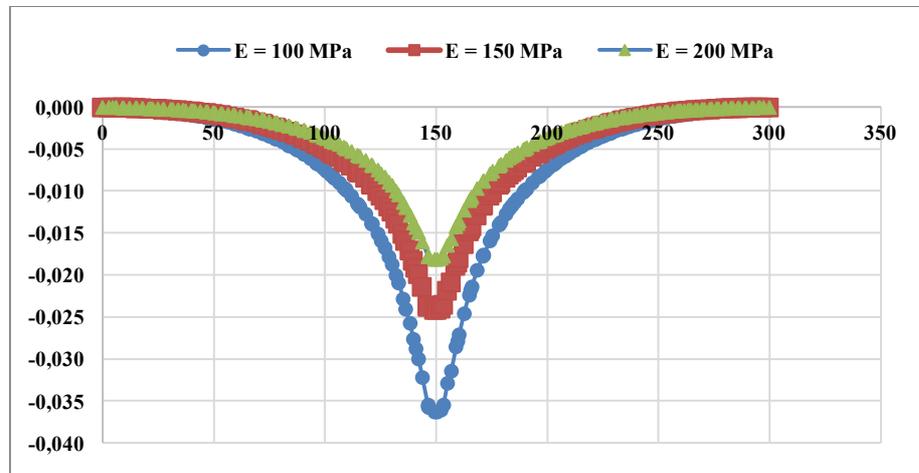


Figura 4.17– Análise da variação do Módulo de Young para túnel localizado a 75 m de profundidade.

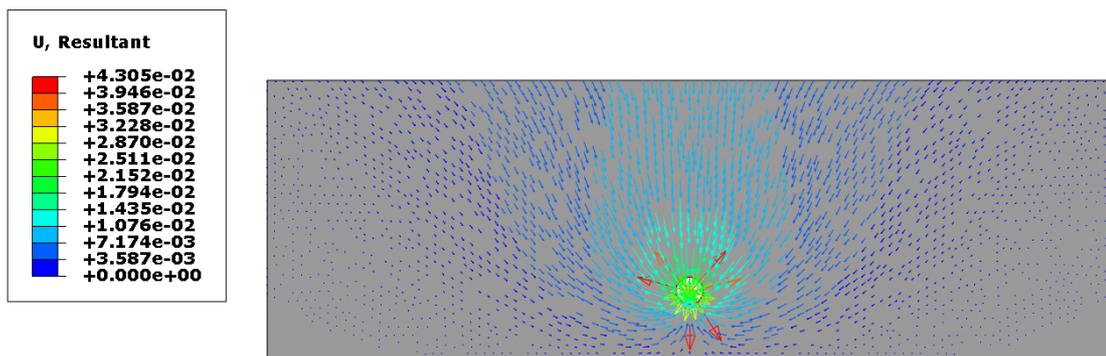


Figura 4.18 – Vetores de deslocamento total após a escavação do túnel localizado a 75 metros de profundidade.

### 4.3.2 MODELO ELASTOPLÁSTICO

Nos modelos elastoplásticos, utilizou-se o critério de ruptura de Drucker Prager, com as propriedades apresentadas na Tabela 3.2, mantidas as propriedades elásticas utilizadas nos modelos anteriores – para túneis escavados a 25 e a 50 metros de profundidade. Após a escavação, as tensões verticais existentes ao longo do maciço modificam-se para os valores ilustrados pela Figura 4.19. Comparando a Figura 4.19 com a Figura 4.14 do modelo elástico linear, observa-se que, aparentemente, a mudança do modelo constitutivo não gerou variações no campo de tensões resultante após a escavação. Possivelmente isso ocorreu porque o valor arbitrado para a tensão de plastificação do Modelo de Drucker-Prager foi muito alto, não permitindo que as tensões geradas no maciço atingissem a tensão de escoamento a partir da

qual ocorrem deformações plásticas do material.

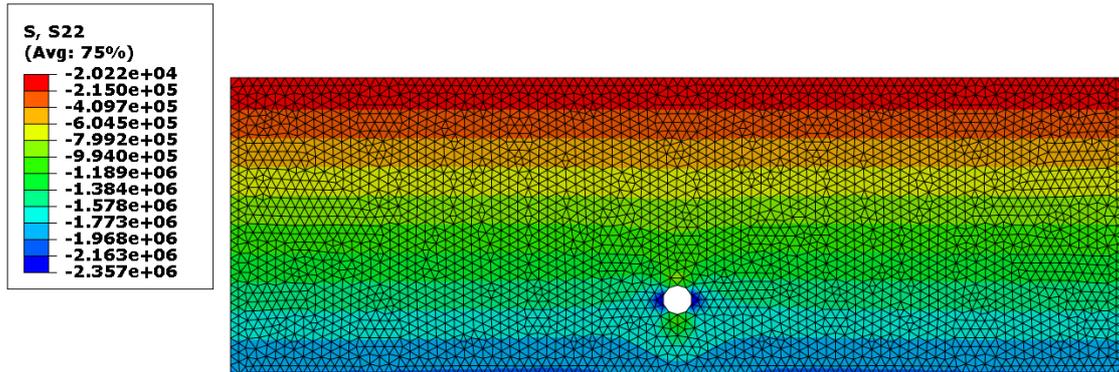


Figura 4.19 – Tensão vertical do maciço após a escavação de um túnel localizado a 75 metros de profundidade, de acordo com o modelo elastoplástico.

As tensões cisalhantes e as deformações plásticas cisalhantes são apresentadas nas Figuras 4.20 e 4.21, enquanto as deformações plásticas e os deslocamentos totais são indicados nas Figuras 4.21 e 4.22.

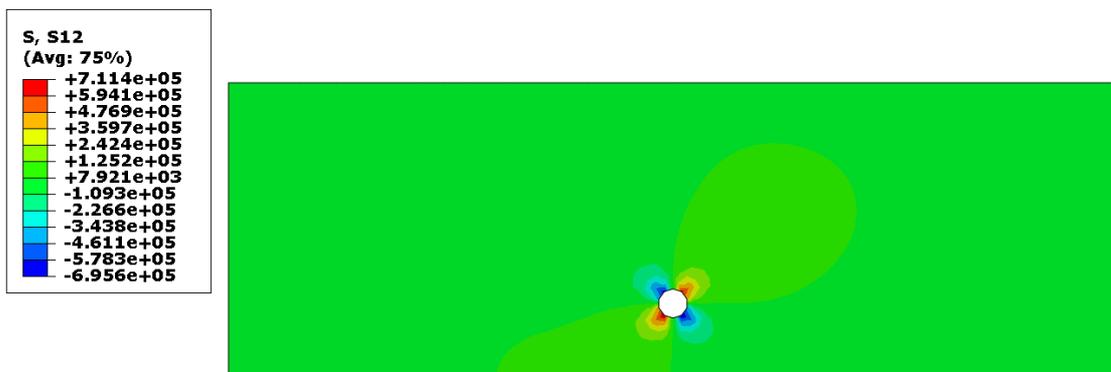


Figura 4.20 – Tensão cisalhante do maciço após a escavação de um túnel localizado a 75 metros de profundidade, de acordo com o modelo elastoplástico.

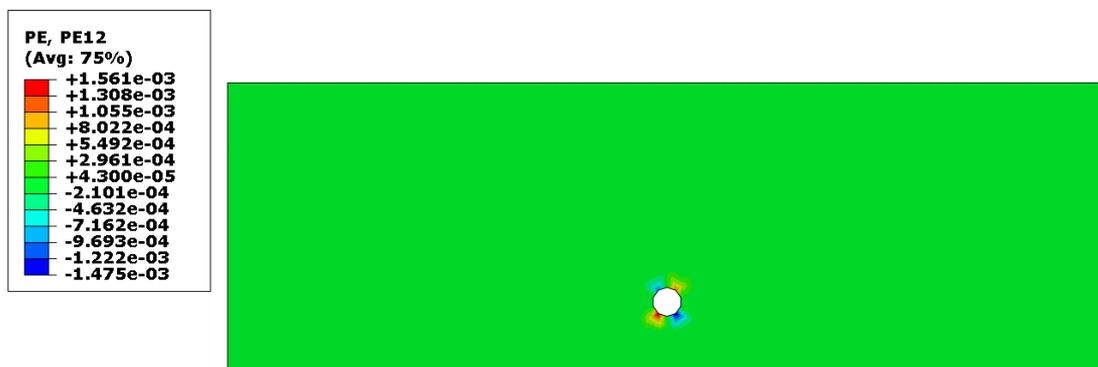


Figura 4.21 – Deformações plásticas cisalhantes do maciço após a escavação de um túnel localizado a 75 metros de profundidade, de acordo com o modelo elastoplástico.

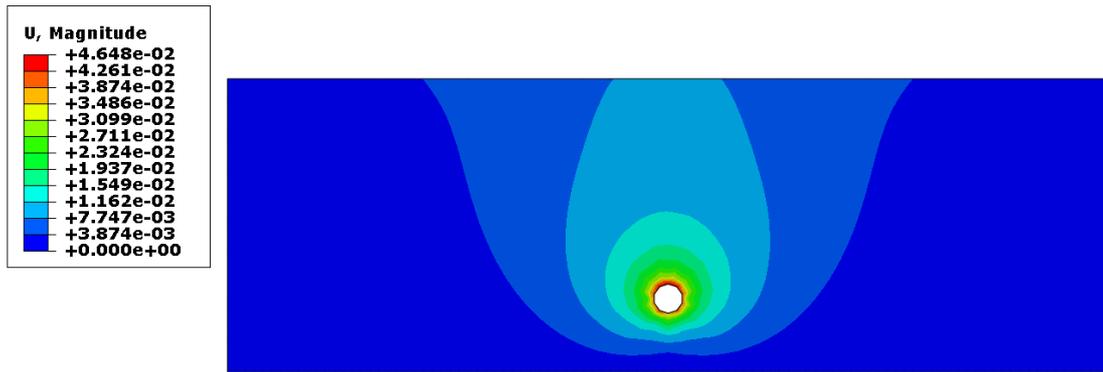


Figura 4.22 – Deslocamento total do maciço após a escavação de um túnel localizado a 75 metros de profundidade, de acordo com o modelo elastoplástico.

Fazendo uma comparação dos deslocamentos superficiais obtidos pelo modelo elástico e pelo modelo elastoplástico, observa-se-se através da Figura 4.23 que não há diferenças significativas. Esse resultado condiz com os resultados mostrados nas Figuras 4.14, 4.16, 4.19 e 4.22, onde o campo de tensões e de deslocamentos totais são aparentemente iguais.

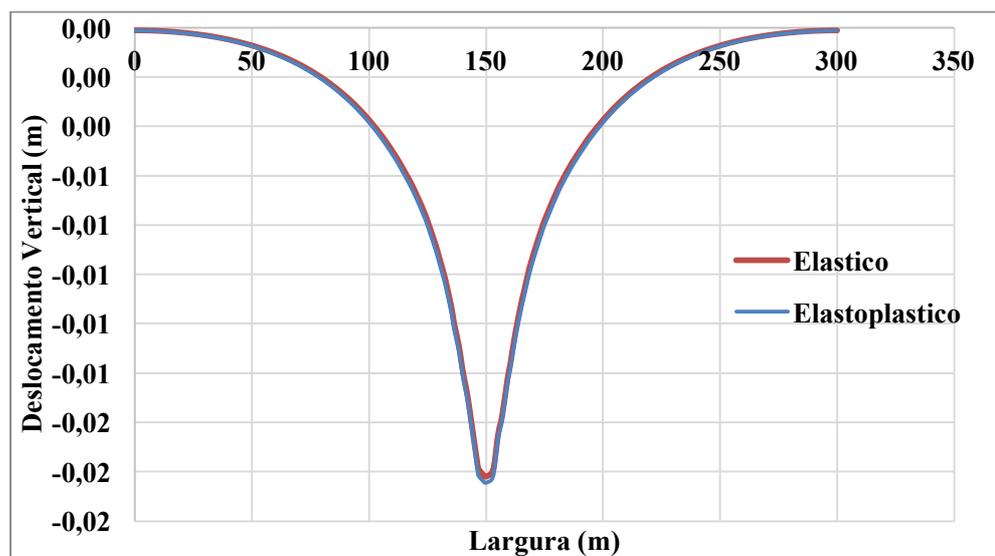


Figura 4.23 – Comparação do deslocamento vertical entre os modelos elástico e elastoplástico.

### 4.3.3 MODELO ELASTOPLÁSTICO COM DANO

De posse dos resultados dos modelos elastoplásticos, foram incluídas as propriedades do mecanismo de dano no modelo constitutivo do material. As propriedades aplicadas foram apresentadas na Tabela 3.3 do capítulo anterior. Conforme comentado anteriormente, só foi possível obter os resultados referentes às propriedades constitutivas do dano para o modelo do

maciço escavado a 75 metros, sendo que para as demais profundidades os resultados não convergiram.

As tensões vertical e cisalhante obtidas para o maciço escavado são apresentadas nas Figuras 4.24 e 4.25.

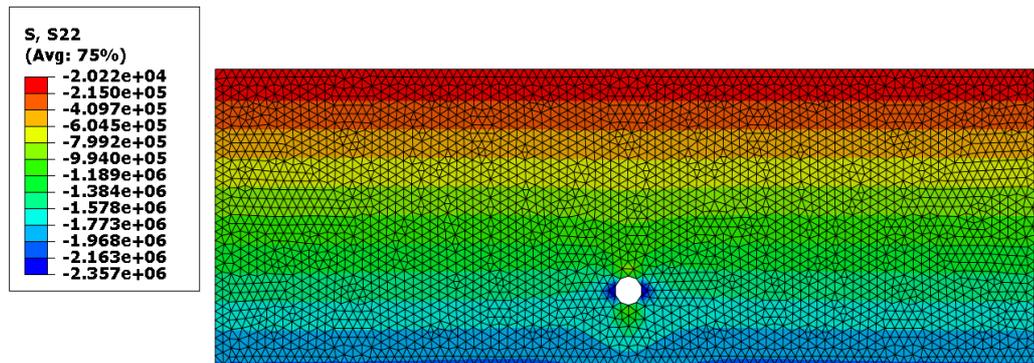


Figura 4.24 – Tensão vertical do maciço escavado a 75 metros de profundidade, de acordo com o modelo elastoplástico com mecanismo de Dano.

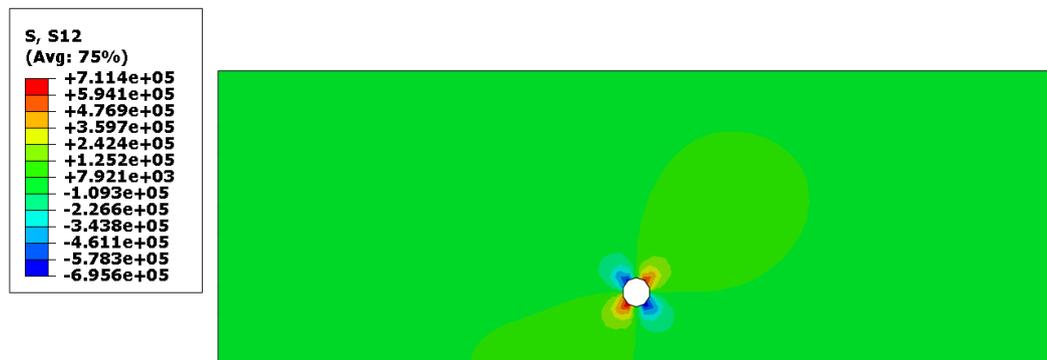


Figura 4.25 – Tensão cisalhante do maciço escavado a 75 metros de profundidade, de acordo com o modelo elastoplástico com mecanismo de Dano

As deformações plásticas cisalhantes e os deslocamentos totais do maciço escavado são mostrados nas Figuras 4.26 e 4.27. Comparando-se os deslocamentos verticais entre os modelos com e sem as propriedades de dano, nota-se pela Figura 4.28 que não há diferenças entre os resultados obtidos. Novamente, isso se deve ao fato de a tensão de plastificação arbitrada para o modelo constitutivo de Drucker-Prager ser muito alta, não permitindo que o solo atinja a sua tensão de escoamento.

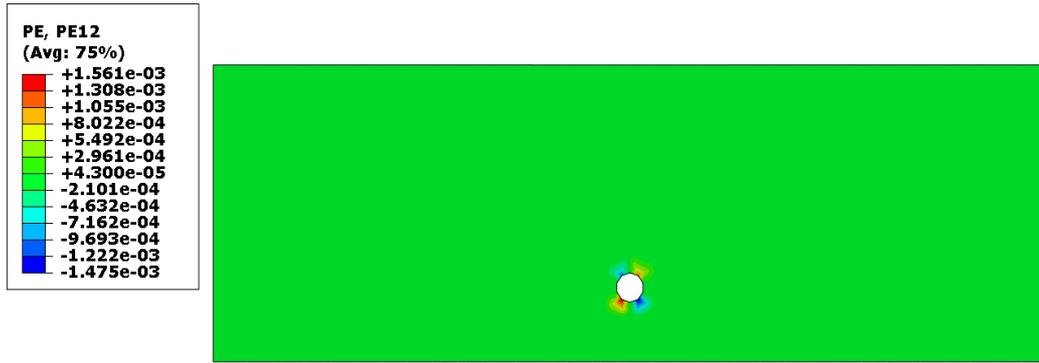


Figura 4.26 – Deformações plásticas cisalhantes do maciço escavado a 75 metros de profundidade, de acordo com o modelo elastoplástico com mecanismo de Dano

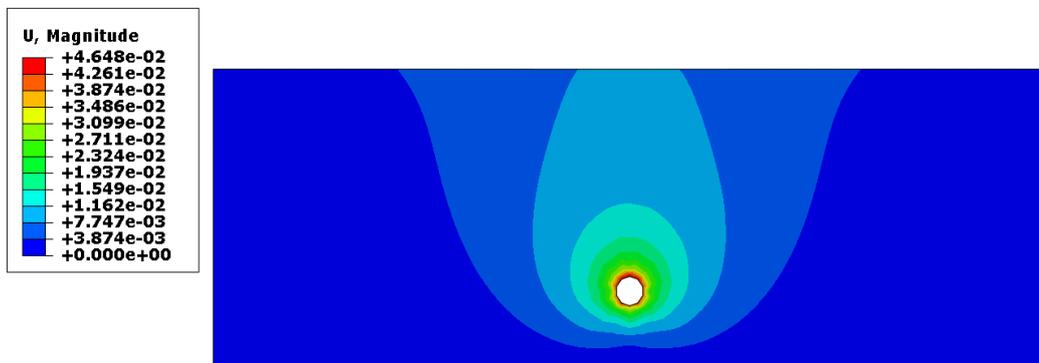


Figura 4.27 – Deslocamento total do maciço escavado a 75 metros de profundidade, de acordo com o modelo elastoplástico com mecanismo de Dano

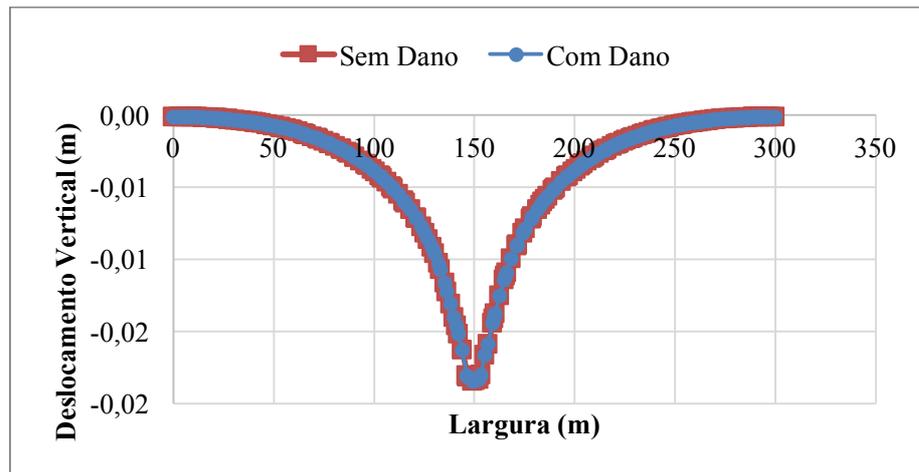


Figura 4.28 - Comparação do deslocamento vertical entre os modelos elastoplásticos com dano e sem dano, para o túnel localizado a 75 metros de profundidade.

Dessa forma, concluiu-se que as propriedades do mecanismo de dano não estavam sendo efetivas para a modelagem desse modelo.

## 5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Neste capítulo são apresentadas as conclusões deste trabalho e também sugestões para pesquisas futuras.

### 5.1 CONCLUSÕES

A partir da elaboração deste trabalho concluiu-se que:

- A construção de túneis está associada a diversas vantagens de ordem técnica, econômica e social, e contribui para o desenvolvimento urbano mais funcional e sistêmico. No entanto, obras subterrâneas possuem diversos desafios e, portanto, a continuação dos estudos em Engenharia de Túneis é necessária para que a sua construção seja feita com o menor risco possível.
- O software ABAQUS® é uma ferramenta numérica com vasta aplicabilidade. Ele contém diversos modelos constitutivos e ferramentas numéricas úteis para diferentes problemas de engenharia.
- A construção de túneis em solos colapsíveis pode causar deslocamentos verticais ao longo do maço e recalques não esperados na superfície. Isso ocorre porque a escavação do túnel provoca uma redistribuição de tensões ao longo do maço que pode induzir o rompimento das ligações estruturais ou cimentações presentes no solo.
- A teoria de dano pode ser útil para representar o comportamento da ruptura de ligações ou cimentações presentes na estrutura molecular de solos colapsíveis, uma vez que esta perda ocorre devido a mobilização das tensões cisalhantes, assim como no mecanismo de dano.
- O mecanismo de dano não foi capaz de reproduzir o comportamento de um solo colapsível neste trabalho. A possível causa é a falta de calibração dos parâmetros envolvidos.

### 5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A partir do exposto, sugere-se os seguintes tópicos para trabalhos futuros:

- Calibrar os parâmetros do modelo de dano.
- Realizar as análises utilizando outras ferramentas numéricas para obter um comparativo.
- Fazer estudo do comportamento de túneis em solos colapsíveis em outras regiões.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALMEIDA e SOUSA, J. N. V. (1998). Túneis em Maciços Terrosos. Comportamento e Modelação Numérica. Dissertação de Doutoramento em Ciências de Engenharia, Especialidade de Fundações e Geotecnia. Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- ARAKI M. S. (1997). Aspectos Relativos às Propriedades dos Solos Porosos Colapsíveis do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-040<sup>A</sup>/97, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 121 p.
- ASSIS, A. P. (2016). Notas de Aula, Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.
- ATKINSON, J. H., POTTS, D (1977). Subsidence above Shallow Tunnels in Soft Ground. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 103(4), 307-325.
- BARDEN, L.; MCGOWN, A.; COLLINS, K. The Collapse Mechanism in Partially Saturated Soil. *Engineering Geology*, 7(1), pp. 49-60
- BEAVER, P. (1972). *A History of Tunnels*. The Citadel Press Secaucus, New Jersey.
- BENVENUTO, C. (1982). Uma Avaliação Teórico-Experimental do Comportamento de Alguns Solos Colapsíveis. Dissertação de Mestrado. PEF FD-491, USP, São Paulo, SP, 148 p.
- BLANCO, S.B. (1995). Aspectos de Geologia de Engenharia da Escavação do Metrô de Brasília - Trecho Asa Sul. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM 019/95, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 95 p.
- de CARVALHO, J. C.; NUNES, P.M.; BERBERIAN, D.; FERREIRA, E.S. (1987). Influence of pH saturation liquido on collapsibility (In Spanish). VIII Congreso Panamericano de Mecanica de Suelos e Ingenieria de Fundaciones. Anais..., Cartagena/Colombia, Vol.2, p. 1-8.
- de CARVALHO, J. C., GITIRANA JUNIOR, G. F. N., MACHADO, S. L., MASCARENHA, M. M. A., da SILVA FILHO, F. C. (2015). Solos não Saturados no Contexto Geotécnico. ABMS, São Paulo, SP.
- CHEN, W. F.; BALADY, G. Y. *Soil Plasticity – Theory and Implementation*. Elsevier,

Developments in Geotechnical Engineering, n. 38, p. 15-18, 1985.

CHI, S.-Y., CHERN, J.-C., LIN, C.-C. (2001) "Optimized back-analysis for tunneling- induced ground movement using equivalent ground loss model," *Tunnelling and Underground Space Technology*, 16(3), 159-165.

COELHO, A. M. (2015). Gerenciamento de Riscos Geotécnicos em Obras Subterrâneas de Túneis. Dissertação de Mestrado, Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG.

CORDÃO NETO, M. P. (2005). Análise hidro-mecânica de barragens de terra construídas com materiais colapsíveis. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

CORDÃO NETO, M. P. (2016). Notas de Aula, Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

DESAI C. S.; SIRIWARDANE, H. J. (1984). *Constitutive Laws for Engineering Materials with Emphasis on Geologic Materials*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, USA.

DNIT. Disponível em: <http://www1.dnit.gov.br/ferrovias/historico.asp>. Acesso em 12 de nov. 2016.

DUDLEY, J.H. (1970). Review of Collapsing soils. *Journal of the Soil Mechanics Foundation Division, ASCE*, 96 (SM3): 925-947.

EBERHARDT, E. (2016). Notas de Aula. UBC Geological Engineering, Vancouver, Canada.

FABBRI, D. (2004). The Gotthard Base Tunnel: Project Overview. The 6th Annual Tunnelling Conference, Sydney. Disponível em: <<https://www.lombardi.ch/de-de/SiteAssets/Publications/1214/Pubb-0394-L-The%20Gotthard%20Base%20Tunnel%20-%20Project%20overview.pdf>>

FARIAS, M. M.; ASSIS, A. P. (1996). Numerical Simulation of a Tunnel Excavated in a Porous Collapsible Soil, University of Brasilia, Brazil.

FARIAS, M. M.; ASSIS, A. P.; LUNA S. C. P. (1998). Collapse Criteria for Tunnelling in porous clay. *Proc. of the International Symposium on Geotechnical Aspects*.

FERREIRA, S.R.M. (1994). Fatores que influenciam a variação de volume devido a inundação de solos colapsíveis. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Foz do Iguaçu/RS, Vol. 4, Seção 7, p.1285-1292.

FRANÇA, P. T. (2006). Estudo do Comportamento de Túneis: Análise Numérica tridimensional com modelos elasto-plásticos. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, São Paulo, SP.

FREDLUND, D. G., MORGENSTERN, N. R. (1977). Stress State Variables for Unsaturated Soils. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol 103, No. GT5, Proc Paper 12919, pp. 447-466.

FREDLUND, D. G., MORGENSTERN, N. R., WIDGER, R. A. (1978). The shear strength of unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 15 (3): 313-321.

GONZÁLEZ, C., SAGASETA, C. (2001) “Patterns of soil deformations around tunnels. Application to the extension of Madrid Metro,” *Computers and Geotechnics* 28(6–7): 445-468.

GUERRA, G.J.Z. (2016). Estudo de comportamento de estações metroviárias subterrâneas escavadas usando o método de escavação sequencial. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-120/16, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 220 p.

GUERY, A. A., CORMERY, F., SHAO, J. F., KONDO, D. (2008) A micromechanical model of elastoplastic and damage behavior of a cohesive geomaterial. *International Journal of Solids and Materials*.

HOUSTON, S.L.; HOUSTON, W.N.; SPADOLA, D.J. (1988). “Prediction of Field Collapse of Soils Due to Wetting”. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 114, no 1, January, p.40-58.

IBAÑEZ, J. P. Modelagem Constitutiva para Solos com ênfase em solos não saturados. Dissertação de Mestrado, PUC-RIO, Rio de Janeiro, 2003.

ITA (2016). ASSOCIAÇÃO INTERNACIONAL DE TÚNEIS E ESPAÇO SUBTERRÂNEO. Disponível em: <<https://www.ita-aites.org/media/k2/attachments/public/WGU.pdf>>. Acesso em: 12 de nov. 2016.

JENNINGS, J. E. B., BURLAND, J. B. Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils. *Géotechnique* 1962; 12:125–144.

KHALILI, N.; GEISER, F.; BLIGHT, G. E. (2004). *Effective Stress in Unsaturated Soils: Review with New Evidence*, International Journal of Geomechanics, ASCE.

KRATZ de OLIVEIRA, L. A.; SCHNAID, F. & GEHLING, W.Y.Y. (2000). Previsão da colapsibilidade de solos com base em ensaios pressiométricos. 1o Seminário Brasileiro de Investigações de Campo. Anais...São Paulo/SP, p. 299-311.

LABORATÓRIO DE EFICIÊNCIA ENERGÉTICA EM EDIFICAÇÕES. Disponível em: <<http://www.labeee.ufsc.br/~luis/ecv5644/clo.pdf>>. Acesso em 12 de nov. 2016.

LANGER, F.; STOCKMANN, K. (1985). Stability analysis of tunnels using the program Adina. *Computers and Geotechnics*, Amsterdam, v. 21, n. 1-2, p. 341-351.

LEMAITRE, J. (1996) *A Course on Damage Mechanics*. Second edition. Sprieger-Verlag Berlin Heidelberg, New York.

LEMAITRE, J., DESMORAT, R. (2005). *Engineering Damage Mechanics*, Springer.

MAIDL, B.; THEWES, M.; MAIDL, U. (2014) *Handbook of Tunnel Engineering*.

MARQUES, F. E. R. (2006). *Comportamento de Túneis Superficiais Escavados em Solos Porosos – O Caso do Metro de Brasília/DF*. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Portugal.

MATYAS, E.L.; RADHAKRISHNA, H.S. (1968). Volume change characteristics of partially saturated soils. *Géotechnique*, 18(4): 432-448.

MOLLER, S. (2006). *Tunnel Induced Settlements and Structural Forces in Linings*. Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart, Deutschland.

MOREIRA, C. M. C. (2016). Disponível em: <http://bdigital.ufp.pt/bitstream/10284/1886/1/92-115.pdf>. Acesso em 12 de nov. 2016.

MUSEU DE ROMA. Disponível em: [http://www.museodiroma.it/collezioni/percorsi\\_per\\_temi/fotografia/veduta\\_del\\_tevere\\_con\\_la\\_cloaca\\_massima\\_il\\_tempio\\_di\\_ercole\\_vincitore\\_e\\_la\\_chiesa\\_di\\_santa\\_maria\\_in\\_cosmedin](http://www.museodiroma.it/collezioni/percorsi_per_temi/fotografia/veduta_del_tevere_con_la_cloaca_massima_il_tempio_di_ercole_vincitore_e_la_chiesa_di_santa_maria_in_cosmedin).

Acesso em 12 de nov. 2016.

O'REILLY, M.P., NEW, B. M. (1982). "Settlements above tunnels in the United Kingdom – their magnitude and prediction," Proceedings of the International Conference Tunnelling '82 Institution of Mining and Metallurgy, London pp. 55–64.

PASTORE, E. (2009). Risco Geológico em Obras Civis, REVISTA ENGENHARIA no 592-2009, Instituto de Engenharia, Engenho Editora Técnica Ltda., São Paulo, SP.

PECK, R. B. (1969). "Deep excavations and tunnelling in soft ground," Paper presented at the 7th international conference on soil mechanics and foundation engineering, Mexico City.

PINTO, C. S. (2006). Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas. Oficina de Textos, São Paulo.

POPESCU, M. E. (1986). A Comparison Between the Behaviour of Swelling and of Collapsing Soils. Engineering Geology, Vol. 23, pp. 145-163.

PUC-Rio (2016). Disponível em: [http://www.maxwell.vrac.puc-rio.br/12304/12304\\_4.PDF](http://www.maxwell.vrac.puc-rio.br/12304/12304_4.PDF). Acesso em 1 de dez. 2016.

PUPPI, R. F. K (2008). Implementação de Modelo Constitutivo Hiperplástico com Dano Acoplado Aplicado a Solos Residuais. Tese de Doutorado, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Paraná.

ROCHA, M. (1971). Mecânica das Rochas.

RODRIGUES, E. A. (2011). Um modelo constitutivo de dano composto para simular o comportamento de materiais quase-frágeis. Dissertação de Mestrado em Engenharia Mecânica, Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista.

SILVEIRA, E.B.S. (1974). Metrô e túneis em solo. V COBRAMSEF, ABMS, São Paulo, SP, 3: 23-96.

SIMO, J. C., JU, J. W. (1987). Strain and Stress Based Continuum Damage Models – I. Formulation. Department of Mechanical Engineering, Stanford University, Stanford, U.S.A.

TEIXEIRA, A.S.N. (1994). Estudo do Comportamento do Túnel do Metrô do Distrito Federal

Escavado em Solos Porosos Colapsíveis. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-014A/94, Dept. Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 220 p.

TERZAGHI, K.; PECK, R.B. (1967) Soil Mechanics in Engineering Practice, Second Edition: John Wiley & Sons, New York, 729 p.

HERRENKNECHT (2016). Disponível em: <https://www.herrenknecht.com/en/products/core-products/tunnelling/single-shield-tbm.html>. Acesso em 1 de dez. 2016.

SMITHSONIANMAG (2016). Disponível em: <http://www.smithsonianmag.com/history/the-epic-struggle-to-tunnel-under-the-thames-14638810/>. Acesso em 1 de dez. 2016.

SWISSINFO (2016). Disponível em: [http://www.swissinfo.ch/eng/alptransit\\_engineers-meet-challenge-of-gotthard-tunnel/40792690](http://www.swissinfo.ch/eng/alptransit_engineers-meet-challenge-of-gotthard-tunnel/40792690). Acesso em 28 nov. 2016.

WOOD, D. M. (1990). Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics, Cambridge University Press.

YAHYA, S. M.; ABDULLAH, R. A.; 2014 Department of Geotechnics & Transportation, Faculty of Civil Engineering, Universiti Teknologi Malaysia, Malaysia.