



UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
CURSO DE MESTRADO EM GEOTECNIA E TRANSPORTES

**ESTUDO DA ESTABILIDADE DA FRENTE DE
ESCAVAÇÃO DE TÚNEIS RASOS EM SOLO**

MATHEUS DE OLIVEIRA ROCHA

Belo Horizonte, 20 de Fevereiro de 2014

Matheus de Oliveira Rocha

ESTUDO DE ESTABILIDADE DA FRENTE DE ESCAVAÇÃO DE TÚNEIS RASOS EM SOLO

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado em Geotecnia e Transportes da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Geotecnia e Transportes.

Área de concentração: Geotecnia

Orientadora: Maria das Graças Gardoni Almeida, DSc

Coorientador: André Pacheco de Assis, PhD

Belo Horizonte

Escola de Engenharia da UFMG

2014



UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM GEOTECNIA E TRANSPORTES



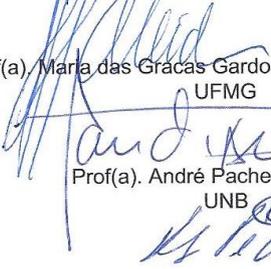
FOLHA DE APROVAÇÃO

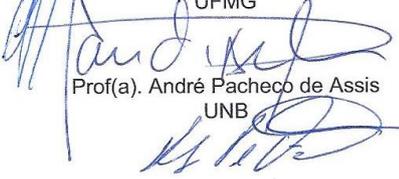
ESTUDO DA ESTABILIDADE DA FRENTE DE ESCAVAÇÃO DE TÚNEIS RASOS EM SOLO

MATHEUS DE OLIVEIRA ROCHA

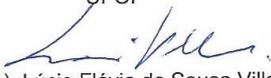
Dissertação submetida à Banca Examinadora designada pelo Colegiado do Programa de Pós-Graduação em GEOTECNIA E TRANSPORTES, como requisito para obtenção do grau de Mestre em GEOTECNIA E TRANSPORTES, área de concentração GEOTECNIA.

Aprovada em 20 de fevereiro de 2014, pela banca constituída pelos membros:


Prof(a). Maria das Graças Gardoni Almeida - Orientador
UFMG


Prof(a). André Pacheco de Assis
UNB


Prof(a). Rodrigo Peluci de Figueiredo
UFOP


Prof(a). Lúcio Flávio de Sousa Villar
UFMG

Belo Horizonte, 20 de fevereiro de 2014.

DEDICATÓRIA

Para meus pais Rubens e Helena,
paramâmetro de força, atitude e amor.

AGRADECIMENTOS

A Deus, meu agradecimento pela existência de tudo.

A meus pais, Helena e Rubens Rocha, pela minha existência.

A meus orientadores, Maria das Graças Gardoni Almeida e André Pacheco de Assis, enorme gratidão, imensa admiração, completa satisfação pelo muito recebido.

Ao grande colaborador Alberto Ortigão, meu muito obrigado pelos ensinamentos e pela oportunidade dos estudos na Empresa Terratek .

Aos professores do Programa de Pós Graduação e Geotecnia, Giovana Parizzi, Gustavo Ferreira Simões, Leise Kelli de Oliveira, Lúcio Flávio de Souza Villar, Terezinha de Jesus Espósito, todo agradecimento possível pela dedicação, paciência, desprendimento, competência e sabedoria.

À secretária do Curso de Mestrado em Geotecnia e Transportes, Kátia de Souza, agradeço pela ajuda de sempre.

Aos meus colegas da Geotecnia, a minha eterna amizade e agradecimento pelas horas de trabalho em conjunto.

Vinicius Costa, obrigado pela colaboração. Valeu.

Guilhermina Furtado, sua colaboração foi imprescindível para o meu sucesso.

My American Family, the Bahl's and The Claeys's, I thank you very much for the support to my life and the improvement of my English.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo apoio financeiro, sem o qual este estudo não poderia ter sido realizado.

Aos meus irmãos Beatriz, Daniel, meus sobrinhos, tios, primos, primas, avós, amigos e a todos que de alguma forma me apoiaram, o meu devotado agradecimento.

“Não há um homem vivo que não possa fazer mais do que ele pensa que pode”

Henry Ford

SUMÁRIO

Lista de símbolos	vi
Lista de figuras	x
Lista de gráficos	xiii
Lista de tabelas e quadros	xiv
Lista de abreviaturas e siglas.....	xv
1 - INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Objetivos	3
1.2 Objetivos específico	3
1.3 Estrutura da dissertação.....	3
2 - REVISÃO DA LITERATURA.....	5
2.1 Um breve histórico dos túneis.....	5
2.2 Influência dos fatores geológicos	8
2.3 Método de construção a céu aberto – “cut and cover”.....	9
2.4 Método de escavação “Tunnel Liner”.....	10
2.5 Método de escavação convencional (NATM).....	11
2.6 Métodos de escavação mecanizados (EPB e SPB)	14
2.7 Estabilidade da frente de escavação.....	17
2.8 Aplicação dos métodos	19
2.8.1 Equação de trabalho virtual	25
2.8.2 Teorema do Limite Inferior	26
2.8.3 Teorema do Limite Superior.....	26
2.9 Aplicações do método de análise limite para o estudo de estabilidade da frente de escavação.....	27
2.9.1 Análise proposta por Davis et al.	27

2.9.2	Análise proposta por Mühlhaus	31
2.9.3	Análise proposta por Leca e Dormieux	33
2.9.4	Análise proposta por Mollon et al.	41
2.10	Método dos elementos finitos (MEF) na engenharia.....	44
2.11	Software Plaxis.....	47
2.11.1	Modelos constitutivos	50
2.11.2	Fator de segurança (FS)	53
3	- MATERIAIS E MÉTODOS	54
3.1	Estudo paramétrico para verificação da sensibilidade dos parâmetros.....	57
3.2	Determinação do fator de segurança da estabilidade da frente de escavação do túnel e sensibilidade ao erro.	58
4	- ESTUDO DE CASO	59
4.1	Introdução ao estudo de caso	59
4.2	Geologia e perfil geotécnico	63
4.3	Descrição do túnel.....	66
4.3.1	Drenagem e reforço da face	71
4.3.2	Instrumentação.....	73
4.3.3	Sequência construtiva	74
5	- RESULTADOS E DISCUSSÕES	75
5.1	Determinação do fator de segurança da frente de escavação e sensibilidade dos parâmetros	75
5.2	Determinação do fator de segurança da estabilidade da frente de escavação do túnel do rio Joana e sensibilidade ao erro.	78
5.2.1	Coesão	78
5.2.2	Ângulo de atrito.....	79
5.2.3	Peso específico	80

5.2.4 Profundidade relativa (C/D).....	80
5.2.5 Incertezas combinadas	81
5.3 Comparação entre métodos	82
6 -CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	85
6.1 Conclusões	85
6.2 Sugestões para pesquisas futuras	86
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	87
ANEXO I. - DADOS DE SAÍDAS DOS SOFTWARES.....	90
APÊNDICE I- DERIVAÇÃO DA SOLUÇÃO DO LIMITE SUPERIOR ASSOCIADO AO MECANISMO II.....	130

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras Latinas

$[C]$	Matriz tensão-deformação
$3D$	3 Dimensões
A	Área do maciço [m ²]
$A3$	Grau de alteração
c	Coesão [kPa]
c'	Coesão efetiva [kPa]
C	Cobertura de solo do teto do túnel à superfície do terreno
$C2$	Grau de Coerência
C_u	Resistência ao cisalhamento não-drenado [kPa]
D	Diâmetro equivalente do túnel [m]
e_r	Vetor do sistema de coordenadas esféricas
E	Módulo de rigidez do material
E_{50}	Módulo da secante definida por σ_3
E_{oed}	Módulo da tangente definida por σ_1
E_{ur}	Módulo de rigidez do material
f	Função
$F2$	Grau de faturamento
F_i	Forças de massa no maciço [kN]

H	Cobertura de solo até o eixo do túnel [m]
J_2	Segundo invariante do tensor desviador
k^*	Índice de expansão modificado.
K	Contante do critério de escoamento de Von Misses Estendido
K_A	Coefficiente de empuxo ativo
K_P	Coefficiente de empuxo passivo
kPa	KiloPascal
kN	KiloNewtons
L	Largura da escavação sem suporte [m]
m	Metro(s)
N	Número de estabilidade
N_s	Coefficientes de peso de sobrecarga na superfície
N_γ	Coefficiente do peso próprio do maciço
p	Pressão hidrostática [kPa]
p'	Tensão efetiva
Pe	Campo de Tensões
P_v	Potência dissipada
Q_s	Parâmetros de carregamento relacionados à sobrecarga
Q_γ	Parâmetros de carregamento relacionados ao peso próprio
Q_T	Parâmetros de carregamento relacionados à força na face do túnel
SI	Campo de Tensões I

SII	Campo de Tensões II
$SIII$	Campo de Tensões III
T_i	Forças externas na superfície [kN]
V	Volume do maciço [m ³]
V_d	Descontinuidade de velocidade

Letras Gregas

$\{\varepsilon\}$	Matriz (coluna) de deformações
$\{\sigma\}$	Matriz (coluna) de tensões
α	Contante do critério de escoamento de Von Misses Extendido
α	Ângulo entre o eixo do cone adjacente ao túnel e à horizontal
β	Ângulo formado com os planos de ruptura
γ	Peso específico(kN/m ³)
δ	Ângulo formado com os planos de ruptura
ε	Coefficiente de deformação
ε_v	Deformações volumétricas
Σ_{12}	Interseção entre o plano π e o bloco 1
Σ_d	Superfície de Escoamento
θ	Ângulo formado entre a face de escorregamento do bloco 1 e o plano horizontal
θ_d	Ângulo entre o plano de ruptura e o plano horizontal

λ^*	Índice de compressão modificado
ν	Coefficiente de Poisson
π	Plano desviatório
σ	Tensão normal no plano de cisalhamento
σ_1	Tensão maior aplicada (ensaio triaxial)
σ_2	Tensão intermediária aplicada (ensaio triaxial)
σ_2	Tensão menor aplicada (ensaio triaxial)
σ_c	Resistência à compressão não confinada
σ_c	Tensão aplicada à face do túnel
σ_{ij}	Campo de tensões
σ_u	Pressão última para colapso
σ_v	Tensão geostática vertical total, atuante no eixo do túnel
σ_s	Sobrecarga na superfície
σ_T	Tensão aplicada à face do túnel
τ	Resistência ao cisalhamento
ϕ'	Ângulo de atrito efetivo (°)
φ	Ângulo de atrito interno (°)

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1 - Escudo usado na construção do túnel do rio Saint Clair.....	6
FIGURA 2.2 - Tuneladora EPB utilizada na abertura dos túneis da Linha 4 do metrô de São Paulo.....	8
FIGURA 2.3 - Método de construção a céu aberto. Metrô de Brasília-DF	10
FIGURA 2.4 - Método de escavação " Tunnel Liner"	11
FIGURA 2.5 - Representação de curva característica de um maciço	12
FIGURA 2.6 - Métodos de parcialização do NATM	13
FIGURA 2.7 - Método de parcialização (NATM) – Metrô de Santiago	14
FIGURA 2.8. - O princípio de funcionamento de uma EPB.....	15
FIGURA 2.9 - Bombeamento de lama. À esquerda: usina de separação. À direita: princípio de funcionamento de separação	16
FIGURA 2.10 - Princípio de funcionamento de uma SPB	17
FIGURA 2.11 -Mecanismo proposto por Horn para análise do comportamento da superfície com a face.....	18
FIGURA 2.12 - Mecanismo de colapso tridimensional em solos rasos.....	19
FIGURA 2.13 - Relação tensão-deformação para solos ideais e reais.....	21
FIGURA 2.14- Representação do estado de tensões de Mohr e critério de escoamento de Coulomb.....	22
FIGURA 2.15 -Seção da superfície de escoamento pelo plano π ($\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 0$)	24
FIGURA 2.16 - Geometria da frente de escavação de túnel raso – Caso 1.	27
FIGURA 2.17 - Geometria do estudo de estabilidade- Caso 2	28
FIGURA 2.18 – Solução do limite inferior.....	29
FIGURA 2.19 - Geometria do estudo de estabilidade - Caso 3	30
FIGURA 2.20 - Campo de tensões para análise do limite inferior	31
FIGURA 2.21- Definição do carregamento e a geometria para estimativa do comprimento admissível.....	32
FIGURA 2.22 - Definição do carregamento e geometria para análise da estabilidade da frente de escavação.....	34

FIGURA 2.23 - Mecanismos de ruptura MI, MII e MIII do limite superior	36
FIGURA 2.24 - Campo de tensões: a) SI; b) SII; c) SIII	39
FIGURA 2.25 - Comparação entre superfície de ruptura teórica e área de ruptura observada em laboratório.	41
FIGURA 2.26 - Mecanismo de colapso M1	42
FIGURA 2.27 - Detalhe do espelhamento dos cones do mecanismo M1	42
FIGURA 2.28 Comparação entre os métodos analítico e computacional.....	43
FIGURA 2.29 - Representação do mecanismo de ruptura.....	44
FIGURA 2.30 - Malha de elementos e finitos.	45
FIGURA 2.31- Plano e definição das tensões em um ponto infinitesimal.	46
FIGURA 2.32- Exemplo do estudo de tensão-deformação por elementos finitos	47
FIGURA 2.33 - Representação das camadas de solo e carregamentos.....	48
FIGURA 2.34 - Representação da caixa de entrada dos parâmetros geotécnicos do software Plaxis.	48
FIGURA 2.35 - Representação dos nós do elemento triângulo	49
FIGURA 2.36 - Apresentação dos resultados de deformações totais do software Plaxis	49
FIGURA 2.37 - Deformação volumétrica x tensão efetiva.....	50
FIGURA 2.38 - Representação de curva tensão x deformação de um carregamento primário	51
FIGURA 2.39 - a/b: Tensão x deformação	52
FIGURA 2.40 - a/b: Tensão x deformação	52
FIGURA 2.41 - Definição do método de FS por redução de c/ϕ	53
FIGURA 3.1- Seções estudadas (A-A e B-B).	55
FIGURA 4.1 - Bacia Hidrográfica do Canal do Mangue	59
FIGURA 4.2 - Inundação do Canal do Mangue nos anos 50	60
FIGURA 4.3 - Influência da topografia na inundação do Canal	61
FIGURA 4.4 - Projeto de desvio de parte da vazão do Rio Maracanã e desvio do Rio Joana.	61
FIGURA 4.5 - Desvio do Rio Joana até o destino de desague na Baía de Guanabara	62
FIGURA 4.6 - Poço A e seu entorno	62

FIGURA 4.7 - Perfil Geológico-Geotécnico do trecho a ser estudado	64
FIGURA 4.8 - Legenda (baseada nas descrições dos boletins de sondagem)	64
FIGURA 4.9 - Detalhe 1 – Sondagem SMX-08	66
FIGURA 4.10 - Detalhe 2 – Sondagem SPE-9364.....	66
FIGURA 4.11 - Túnel de Desvio do Rio Joana, próximo ao emboque do poço “A”	67
FIGURA 4.12 - Túnel de Desvio do Rio Joana detalhe do emboque do túnel – Poço “A”	67
FIGURA 4.13- Seção de execução do túnel – Primeira fase.	69
FIGURA 4.14 - Projeção do concreto – Detalhe do muro de suporte da face	69
FIGURA 4.15- Seção de execução do túnel – Segunda fase.	70
FIGURA 4.16- Seção de execução das combotas.....	70
FIGURA 4.17- Detalhe da execução de DHP’s na face do túnel.	71
FIGURA 4.18- Detalhe do reforço de teto do túnel com o uso de CCPh.	72
FIGURA 4.19- Detalhe da instrumentação do túnel.	73
FIGURA 5.1 - Resultado obtido através do software Matlab para o modelo MII proposto por Leca e Dormieux (1990).....	82
FIGURA 5.2. Resultado obtido através do software Matlab para o modelo MI proposto por Mollon et al.(2009).	82
FIGURA 5.3 – a), b) c) Resultados obtido pelo software Plaxis 3D.	83

LISTA DE GRÁFICOS

GRÁFICO 5.1 - Fator de segurança x Coesão para diferentes ângulos de atrito.....	75
GRÁFICO 5.2- Fator de segurança x ângulo de atrito para diferentes valores de coesão.....	76
GRÁFICO 5.3- Fator de segurança x Peso específico para diferentes tipos de solo.....	77
GRÁFICO 5.4 - Fator de segurança x profundidade relativa para diferentes ângulos de atrito	77

LISTA DE TABELAS E QUADROS

TABELA 2.1- Comparação entre tensões de terra (σ_T) previstas e medidas em laboratório	40
TABELA 3.1 - Parâmetros utilizados na comparação do métodos.....	58
TABELA 3.2 - Características físicas do três tipos de solos considerados	56
TABELA 5.1 - Fator de segurança do túnel de desvio do Rio Joana e erro gerado por incertezas na estimativa da coesão do solo	78
TABELA 5.2 - Fator de segurança do túnel de desvio do Rio Joana e erro devido as incertezas na estimativa do ângulo de atrito	79
TABELA 5.3 - Fator de segurança do túnel de desvio do Rio Joana e erro devido às incertezas na estimativa do peso específico.....	80
TABELA 5.4 - Fator de segurança do túnel de desvio do Rio Joana e erro devido as incertezas na estimativa da profundidade relativa (C/D).....	81
TABELA 5.5 - Efeito da propagação de incertezas no cálculo de fator de segurança.....	81
TABELA 5.6 - Comparação entre os métodos considerados para diferentes situações de análise	84

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

<i>AT</i>	Aterro
<i>Ar1/Ar2/Ag4</i>	Areias sedimentares
<i>CCP</i>	Cement Churning Pile
<i>DHP</i>	Drenos Horizontais Profundos
<i>ETG</i>	Departamento de Engenharia de Transportes e Geotecnia
<i>EPB</i>	Earth Pressure Balanced
<i>FIG.</i>	Figura
<i>FS</i>	Fator de Segurança
<i>MI</i>	Mecanismo I
<i>MII</i>	Mecanismo II
<i>MS</i>	Marcos Superficiais
<i>NATM</i>	New Austrian tunnelling method
<i>PSAr2</i>	Areias Residuais
<i>RQD</i>	Rock Quality Designation
<i>RJ</i>	Rio de Janeiro
<i>SPB</i>	Slurry pressure balanced
<i>TAB.</i>	Tabela
<i>TBM</i>	Tunnel Boring Machine
<i>UFMG</i>	Universidade Federal de Minas Gerais

RESUMO

O crescente uso do espaço subterrâneo nas grandes cidades – tanto para a locomoção de pessoas, como para o desenvolvimento de infraestrutura como saneamento, contenção de enchentes e transporte de água, de maneira geral – têm contribuído para o aumento das obras de escavação de túneis em condições geológicas pouco favoráveis. Por isso, os estudos relacionados à escavação de túneis em solos de baixa resistência têm intensificado ultimamente. A preocupação com a frente de escavação para esse tipo de solo é grande, uma vez que na maioria dos túneis urbanos a resistência à ruptura do solo não satisfaz as condições de estabilidade para a escavação da face plena. Na presente pesquisa, para a análise da estabilidade da frente de escavação de túneis em solo foram apresentados modelos observacionais empíricos, modelos matemáticos baseados na análise limite da Teoria da Plasticidade e o uso do método dos elementos finitos. Este último método tem sido bastante utilizado, porém ele ainda requer computadores potentes e tempo computacional considerável para a geração de resultados. A certificação do uso de modelos matemáticos mais simples pode ser útil na engenharia prática como na interpretação do comportamento do maciço (determinação do FS) e, até mesmo para identificar quais situações necessitam ou não de análises mais criteriosas. Este estudo apresenta uma comparação entre alguns métodos de análise da estabilidade da frente de escavação de túneis escavados em solo, utilizando os modelos matemáticos analíticos, baseados na análise limite da Teoria da Plasticidade propostos por Leca e Dormieux (1990) e Mollon et al. (2009), e o método de elementos finitos por meio do software Plaxis 3D. Os resultados obtidos constataram que, em relação ao método dos elementos finitos, o modelo de Leca e Dormieux mostrou-se pouco conservador, ao passo que os resultados apresentados pelo método de Mollon et al. (2009) mostraram-se bastante satisfatórios e úteis para o uso prático.

Palavras Chaves: Túneis, Estabilidade, Frente de escavação, Análise limite, Plaxis 3D

ABSTRACT

The increasing use of the underground in large cities – for both locomotion of people, as to the development of services such as sanitation, flood control and water transport, in general – have contributed to the increase of the tunnel excavation in unfavorable geological conditions. Therefore, the studies of tunnels bored in soils of low resistance have intensified lately. The concern with the front of a tunnel driven in this type of soil has enlarged, since in most urban tunnels the collapse strength of the soil does not meet the conditions of stability for the full face excavation. In the present research, the analysis of the face stability of tunnels were presented by empirical observational models, mathematical models based on the theory of Plasticity for limit analysis and the use of the finite element method. The latter method has been widely used, however, they still require powerful computers and considerable computational time for generating results. The use of simpler mathematical models can be useful in engineering practice as in the interpretation of the behaviour of the soil (determination of FS) and even to identify which situations require more insightful analysis or not. This study presents a comparison of some methods of analysis of the stability of the tunnel face excavated in soil, using the analytical, mathematical models based on the theory of Plasticity limit analysis proposed by Leca and Dormieux (1990) and Mollon (2009), and the finite element method through the Plaxis 3D software. The results found that, in relation to the finite element method, the model of Leca and Dormieux proved to be less conservative, while the results presented by the method of Mollon et al. proved quite satisfactory and useful for practical use.

Keywords: Tunnels, face stability, Limit Analysis, Plaxis 3D

1 INTRODUÇÃO

Com o crescimento das grandes cidades, surgiu a necessidade de manter a qualidade de vida de seus habitantes por meio do uso e da ocupação do solo de maneira harmoniosa e sem transtornos para a população em expansão. Seja para transporte de pessoas ou desenvolvimento da cidade com serviços como controle de enchentes, abastecimento de água, transporte de esgoto etc, aumentou a demanda por túneis a serem escavados em materiais com baixas capacidades de suporte. Escavações em solos arenosos, siltes, argilas de baixa coesão e maciços rochosos com significância de fraturamento são alguns exemplos. A necessidade da execução desses túneis em tais condições faz com que mais especialistas venham a estudar esse assunto, tornando a execução de túneis cada vez mais segura e econômica.

Na conhecida “Era das Ferrovias” (sec. XIX), assim nomeada pelo fato de que os principais túneis construídos na época objetivaram o aumento da malha ferroviária, a execução de um túnel era uma obra bastante audaciosa onde nenhum estudo matemático era feito, utilizando-se então apenas o método de “tentativa e erro”. Com isto, na maioria das obras subterrâneas a perda de vidas era inevitável, o que tornava as obras bastante onerosas. Algumas cidades como Londres já tentavam beneficiar sua população com a utilização de túneis para captação de esgoto, distribuição de água e também para o transporte, com os famosos sistemas metroviários em uso até hoje, mas que custou a vida de muitos operários.

A demanda da população pela melhoria na qualidade de vida em relação ao transporte nos meios urbanos incentivou a criação de novas técnicas de escavação e iniciou um novo período, conhecido como “Era Ambiental”, onde se usava o subterrâneo não só para o transporte de pessoas, mas para melhoria da infraestrutura como: escoamento de águas, de esgotos, transporte de cabeamento, etc. O avanço nos estudos do comportamento de escavações subterrâneas e o avanço de tecnologias tais como o uso do concreto projetado como suporte possibilitou a realização de obras cada vez mais seguras e obviamente mais econômicas do que aquelas antes realizadas pelo método de “tentativa e erro”.

O estudo do comportamento do material escavado deu início a uma nova maneira de projetar túneis, onde o material no entorno da escavação fizesse parte do trabalho de suporte até um limite máximo, que depende da rigidez e da resistência de cada material analisado. Esse método sequencial, escavação/suporte, é conhecido como NATM (New Austrian Tunneling

Method) ou método convencional.

Além do suporte das paredes do túnel, a estabilidade da frente de escavação é de suma importância. O método sequencial (NATM) prevê a estabilidade da face com a parcialização da escavação, com a utilização de bancadas ou de galerias laterais (“side drifts”), porém quanto mais parcializada a face, mais demorado será o avanço do túnel.

Devido a esses fatores, diversos autores propuseram modelos matemáticos para prever o comportamento da frente de escavação de túneis para túneis rasos, principalmente em solos brandos, onde são esperadas maiores deformações, e são apresentados nessa dissertação, como Davis et al (1980), Muhlhaus (1985), Leca e Dormieux (1990) e Mollon et al. (2009).

Negro e Eisenstein (1991) define túneis rasos quando o campo de tensões gradiente através da abertura é significativo, a partir dessa definição os autores concluíram que o comportamento do maciço no entorno do túnel através da escavação é significativo para que haja um mecanismo de ruptura da face à superfície quando a razão H (altura do eixo do túnel à superfície) e D (diâmetro do túnel) for menor que 1,5.

Este trabalho contempla os métodos empíricos e matemáticos de diversos autores sobre o estudo do comportamento da frente de escavação de túneis em solos. A análise da estabilidade foi feita comparando os resultados obtidos pelos métodos propostos por Leca e Dormieux (1990) e Mollon et al. (2009) àqueles obtidos com o uso de novas técnicas computacionais que utilizam o método dos elementos finitos para prever deformações do maciço. Neste trabalho o software utilizado foi o Plaxis 3D.

O túnel utilizado nessa pesquisa foi o túnel de desvio do rio Joana, que faz parte de uma série de medidas da prefeitura do Rio de Janeiro para conter as enchentes que ocorrem com frequência na principal área de ligação da zona norte com a zona sul da cidade, próximo ao estádio do Maracanã. Estas medidas prevêm a captação das águas pluviais de todo o seu entorno por um túnel que levará todo o volume de água ao seu destino final, que é a baía de Guanabara.

O túnel de desvio do rio Joana está sendo executado pelo método NATM e, os seus dados de geometria, tipo de solo a ser escavado, revestimento, instrumentação etc. serão usados como base de pesquisa dessa dissertação. Porém, os resultados apresentados aqui não são necessariamente os mesmos utilizados no projeto pela empreiteira contratada, já que

diferentes modelos geométricos e parâmetros de resistência foram avaliados a título de pesquisa.

1.1 Objetivos

Este trabalho tem como objetivo geral a análise da estabilidade da frente de escavação de túneis rasos escavados em solos, utilizando os métodos matemáticos propostos por Leca e Dormieux (1990) e Mollon et al. (2009), que seguem a teoria da análise limite da teoria da plasticidade e o método dos elementos finitos para prever deformações do maciço por meio do software Plaxis 3D.

1.2 Objetivos específicos

- Comparar os resultados obtidos pelos modelos matemáticos da teoria da plasticidade com os resultados obtidos pelo software Plaxis 3D, que segue o método dos elementos finitos, com a justificativa de que, com o modelo analítico, pode-se obter resultados suficientemente bons para o uso prático, uma vez que o uso dos elementos finitos 3D ainda é uma alternativa com custo elevado e que consome tempo computacional considerável.
- Fazer um estudo paramétrico onde é possível dizer quais dos parâmetros: ϕ' (ângulo de atrito efetivo), c' (coesão efetiva), γ (peso específico), C (cobertura de solo), D (diâmetro) e σ_s (pressão de sobrecarga na superfície), possui maior influência em uma análise de estabilidade.
- Mostrar a necessidade de uma boa previsão dos parâmetros de resistência, através de um estudo de sensibilidade ao erro para diferentes materiais.

1.3 Estrutura da dissertação

O presente trabalho foi elaborado em seis capítulos e que estão descritos a seguir:

O Capítulo 1 apresenta uma introdução ao trabalho, onde se faz uma breve apresentação dos assuntos que serão abordados na dissertação.

No Capítulo 2 é apresentado um estado da arte sobre o assunto de túneis escavados em solos, os métodos utilizados para a análise da estabilidade da frente de escavação de túneis escavados em solos, incluindo métodos empíricos de diversos autores e métodos analíticos que servirão de base para a realização do estudo. São apresentadas ainda novas técnicas computacionais que utilizam o método dos elementos finitos.

No Capítulo 3 é apresentada a metodologia proposta nesse trabalho para a análise da estabilidade da frente de escavação em túneis escavados em solos. São detalhados também os tipos de solos estudados, os parâmetros de resistência que são os dados de entrada dos modelos propostos e a geometria do túnel variando a relação entre a profundidade do túnel e o seu diâmetro.

No Capítulo 4, é apresentado um estudo de caso, mostrando o projeto da obra escolhida como base dessa dissertação, considerando o diâmetro do túnel, tipo de instrumentação e suportes utilizados em projeto.

No Capítulo 5, são apresentados os resultados obtidos pelos métodos analíticos e aqueles obtidos por meio do método dos elementos finitos com o uso do software Plaxis 3D, além dos resultados do estudo paramétrico.

No Capítulo 6, são apresentadas as conclusões do estudo e sugestões para pesquisas futuras.

No Anexo I, são apresentados os resultados obtidos pelos métodos utilizados nessa dissertação

No Apêndice I, é apresentado a derivação da solução limite superior associado ao mecanismo MII, proposto por Leca e Dormieux (1990)

2 REVISÃO DA LITERATURA

2.1 *Um breve histórico dos túneis*

Registros comprovam a existência de túneis desde milhares de anos passados. Assis (2002) menciona que o túnel mais antigo tem cerca de 4000 anos e foi construído sob o leito do rio Eufrates, na Babilônia. Esse túnel, cuja extensão é de aproximadamente um quilômetro, foi construído com a finalidade de estabelecer a comunicação subterrânea entre o palácio e o templo. Outros exemplos que mostram a importância dos túneis desde épocas remotas são os túneis gregos para transporte de água, construídos há cerca de 1800 anos e utilizados até hoje, depois de terem sido reformados.

No século XVII, o emprego da pólvora na escavação de rochas proporcionou significativo avanço nas técnicas construtivas de túneis com propósitos militares. Há registro da primeira utilização da pólvora em obras civis localizadas ao Sul da França, em 1679, época em que vigorava o uso de ferramentas manuais simples, como martelos e cinzéis (ASSIS, 2002).

A América do Norte teve sua influência na evolução dos túneis quando, em plena revolução ferroviária, os Estados Unidos tentaram ligar o Leste ao Oeste por meio de linhas de trens, com a finalidade de obter melhoria no transporte de riquezas descobertas do lado do oceano Pacífico, como petróleo, ouro e outras riquezas minerais. Assim, durante a construção do túnel de Hoosac, no estado de Massachusetts, nos Estados Unidos, foi usada a nitroglicerina, explosivo bastante potente e muito perigoso. Em 1865, época em que ainda prevalecia o emprego das ferramentas tradicionais, a obra no túnel de Hoosac avançava apenas 0,32 m por dia. Entretanto, em 1873, com o auxílio do explosivo, a escavação desse túnel na rocha de gnaiss subiu para 1,65 m por dia (CHAPMAN et al., 2010). Relata Moreira (2006) que, com o tempo, o uso da nitroglicerina passou a ser feito de forma mais segura e sua administração, em forma de dinamite, foi objeto de pesquisas durante anos, principalmente pelo químico Alfred Nobel.

Outra técnica que revolucionou a escavação de túneis foi o uso do ar comprimido. Usado para perfuração de maciços, esse equipamento deixou as condições de trabalho bem mais seguras e proporcionou mais agilidade e rapidez à evolução da frente de escavação. Na Europa, o uso do ar comprimido ocorreu pela primeira vez por volta do ano de 1860, no túnel do monte

Cenis, situado entre a França e a Itália (MOREIRA, 2006).

Com o crescimento do meio urbano, as metrópoles passaram a necessitar de um avanço tanto no meio de transporte como para sistema de aduções de água ou drenagem de esgotos, recurso fundamental para a erradicação de muitas doenças que causariam verdadeiras epidemias nas cidades no século XIX. A drenagem em solos urbanos trouxe um desafio a mais para os engenheiros da época, devido à necessidade de abrir túneis em todo tipo de terreno e cada vez mais próximos à superfície. Assim, a execução de túneis rasos e com pouca cobertura apontou a necessidade de uma estrutura de suporte designada escudo, destinada a impedir o colapso de materiais brandos até então utilizados na execução dos túneis.

De acordo com Assis (2002), o primeiro escudo perfurador, conhecido como Shield, foi concebido por um engenheiro de nome Marc Brunel, em Londres. Esse invento foi utilizado na execução do primeiro túnel sob o rio Tâmis, em meados do século XIX, período em que a Revolução Industrial avançava cada vez mais. Com a viabilização desse escudo perfurador, foi possível retomar a construção e concluir, em 1843, o túnel sob o leito do rio Tâmis, cuja obra fora abandonada após fracassos anteriores à criação de Brunel. A partir daí, avançou-se com o túnel utilizando um suporte/escudo de estrutura metálica para manter suas paredes confinadas, enquanto seu interior era executado em alvenaria, à maneira do túnel do rio Saint Clair, como se observa na Figura 2.1.

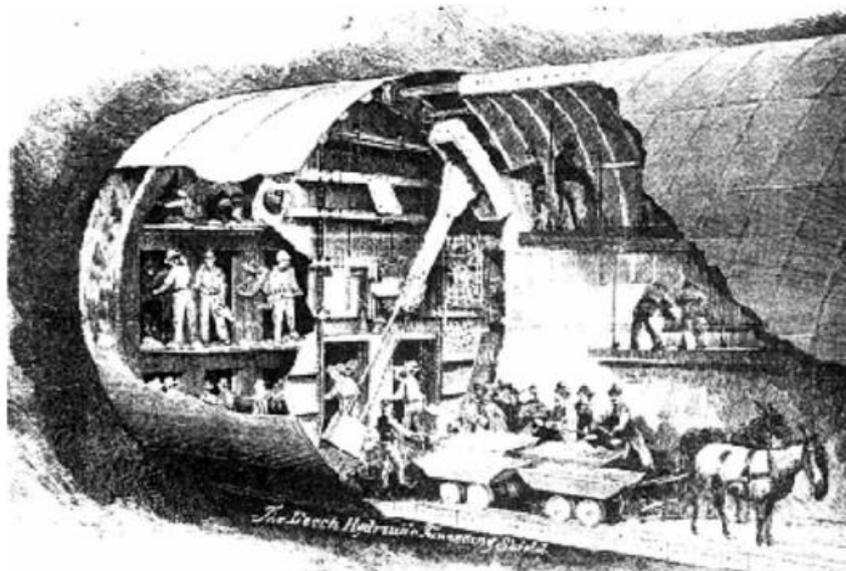


FIGURA 2.1-Escudo usado na construção do túnel do rio Saint Clair (M. Rocha, 1976 apud Moreira, 2006)

Segundo Guglielmetti et al. (2007), a primeira pessoa a idealizar a abertura de um túnel sob o lençol freático foi também o inglês Brunel, no ano de 1806, quando teve início a execução de um túnel sob o rio Neva, em St. Petersburgo. Ainda no mesmo projeto, mas em 1818, Brunel entra com o pedido de patente para o que seria a primeira máquina de escavação com shield.

O aparecimento de novas técnicas e maquinários, como os shields e o uso do ar comprimido, provocou uma rápida evolução nos métodos de abertura de túneis. No entanto, Assis (2002), afirma que somente com as novas concepções de técnicas de suporte e o aparecimento do método denominado NATM é que a engenharia de túneis pôde evoluir para o atual patamar, mudando a concepção de suportes e criando materiais de suporte antes não utilizados, como o concreto projetado.

A evolução dos túneis no Brasil também teve seus avanços ao longo dos anos. Telles (2006) afirma que o primeiro túnel foi construído no Brasil por volta de 1860, escavado em rocha, na rodovia União, próximo à cidade de Três Rios/RJ. Segundo esse autor, muitas obras contemporâneas tiveram início na longa série de quinze túneis, denominada “segunda seção da estrada de ferro Dom Pedro II”, ferrovia que transpõe a serra do Mar e é considerada uma das mais notáveis obras de engenharia realizadas no país.

Com o crescimento de grandes cidades como São Paulo e Rio de Janeiro, houve a necessidade de implantar melhores condições de saneamento básico, eliminando as valas de esgoto a céu aberto. O elevado custo social das valas a céu aberto e a necessidade cada vez mais premente de mais vias urbanas contribuíram para que em 1974 se introduzisse no Brasil um shield inglês de frente aberta e escavação manual, opção mais moderna para a execução de microtúneis de condução de esgotos. Outros métodos seriam introduzidos mais tarde, como o NATM e o Tunnel Liner (DURAZZO, 2006).

Ainda hoje, no Brasil, segundo Assis (2013), a maioria dos túneis é executada pelo método convencional NATM, mas novas tecnologias começam a ser introduzidas no mercado, principalmente na escavação de metrô em áreas muito urbanizadas, já que as tuneladoras estão entre as alternativas mais seguras em relação ao controle de recalques de superfície, como é o caso da tuneladora tipo EPB (Earth Pressure Balanced) utilizada na escavação da Linha 4 do metrô de São Paulo e ilustrada na Figura 2.2.

Atualmente, a utilização de túneis de diferentes diâmetros ou como o uso de diferentes métodos de escavação para várias práticas, é inevitável em grandes cidades. A respeito de túneis, Széchy (1966) divide-os em dois grupos gerais, quais sejam: túneis de tráfego, utilizados em estradas de ferro, estradas pavimentadas, em navegação, movimentação de pedestres e metrô e os túneis de conveniência, utilizados em hidrelétricas, abastecimento de água, desvio de rios e condução de esgotos.



FIGURA 2.2 Tuneladora EPB utilizada na abertura dos túneis da Linha 4 do metrô de São Paulo (Assis, 2010)

2.2 *Influência dos fatores geológicos*

A respeito da influência dos fatores geológicos na execução de um túnel, Széchy (1966) diz que o propósito de uma boa exploração geológica como fase de anteprojeto consiste basicamente em: determinar a origem morfológica do material a ser escavado e suas atuais condições; coletar informações sobre a hidrologia local, determinando dados como movimentos do lençol freático em função das estações, além de condições de gases e influência da temperatura e determinar a geomecânica, a resistência do material, o estado de tensões de confinamento e diferentes tipos de mecanismos através de diferentes materiais encontrados.

Destaca Marangon (2007) que a fase mais importante dos trabalhos preliminares de um túnel é a fase da exploração das condições geológicas do local, que é feita por investigações

superficiais e complementadas com sondagens, as quais irão fornecer informações para o anteprojeto preliminar.

Sobre as condições de execução de túneis em solos de baixa resistência, Peck (1969) afirma que as condições geológicas e a forma de execução do túnel devem satisfazer a três fatores determinantes da segurança da obra, quais sejam: oferecer condições geológicas de forma a não permitir falhas em sua execução; não afetar construções adjacentes, garantindo a segurança de todos em seu entorno e apresentar vida útil satisfatória, adequada àquela estipulada no projeto.

2.3 Método de construção a céu aberto – “cut and cover”

Reportando a Cerello (1998), o método de construção de túnel a céu aberto consiste na abertura de uma seção transversal retangular, cuja base geralmente se localiza até 10m, podendo chegar a 20m da superfície. Após a execução da laje do túnel a superfície é recomposta por um reaterro.

Com relação a esse método, é notório que algumas dificuldades são enfrentadas em sua execução. Para Silva (2007), o maior problema deste tipo de construção de túneis está no transtorno causado à população, nos casos de obra executada em ambiente urbano. Assim, dentre as principais dificuldades enfrentadas na execução deste método, destacam-se:

- Remoção das interferências: de acordo com Assis (2013), esta dificuldade é observada principalmente sob as ruas de grandes cidades, onde existe grande número de cabos e sistemas de distribuição de todos os tipos, cuja relocação é muitas vezes necessária, significando custo adicional à obra.
- Restrições urbanas: a execução do “cut and cover”\ tem que seguir necessariamente o traçado de uma via pública, o que pode não corresponder ao traçado ideal da obra. Essa necessidade de seguir um traçado, diz Greifeneder (2003), pode vir a ser uma limitação na execução do túnel. Portanto, a restrição devido ao alinhamento da obra e à restrição de demanda, muitas vezes, torna as execuções a céu aberto inviáveis.

- Restrições sociais: a execução de túnel a céu aberto traz bastante transtorno devido à necessidade de desvio de tráfego, às desapropriações e à própria execução da obra que por si só já torna a qualidade de vida do cidadão prejudicada, como se observa na Figura 2.3.



FIGURA 2.3 - Método de construção a céu aberto. Metrô de Brasília-DF (Assis, 2013)

2.4 Método de escavação “Tunnel Liner”

O processo “Tunnel Liner” (túnel revestido) é descrito por Mello et al. (1998) como um método de escavação que se caracteriza pela escavação modular do solo e montagem simultânea do revestimento metálico do túnel (Figura 2.4).

Devido ao uso de couraças por toda sua extensão, esse método construtivo é apropriado para túneis de pequenos diâmetros, portanto muito utilizado em meios urbanos para drenagens como desvio de rios e de esgoto, além de transporte de cabeamento de todo tipo. Para Marangon (2007), o método de túnel revestido por couraças metálicas é aplicável em quase todos os tipos de solo, tanto nos moles, como nos muito rígidos, adaptando-se muito bem às mais variadas condições. Garrido (2003) destaca como vantagens do túnel revestido: a alta produtividade, a elevada estanqueidade e a baixa interferência com a superfície devido à execução do acabamento e da escavação.



FIGURA 2.4 - Método de escavação “Tunnel Liner” (cintac 2014)

2.5 Método de escavação convencional (NATM)

O método de escavação convencional se baseia no conceito de que o maciço em volta do túnel atua não apenas como carregamento, mas ainda como elemento de suporte de carga. Kolymbas (2005) explica que este método surgiu entre 1957 e 1965, desenvolvido por especialistas tuneleiros (Von Rabcewics, Pacher, Muller-Salzburg), cuja ideia principal seria a abertura do túnel de modo convencional seguida da aplicação do suporte (principalmente concreto projetado), usando os princípios do método observacional.

Segundo Assis (2002), os três princípios básicos que fundamentam o NATM consistem no fato de que: o maciço deve ser visto como principal elemento estrutural; a complementação da estrutura de sustentação, quando necessária, deve ser executada pela instalação de um sistema de suporte otimizado; e a instrumentação do túnel deve ser promovida.

Tipicamente, as atividades de escavação e suporte estão sempre sendo ajustadas, na medida em que os dados da instrumentação mostrem o real comportamento do túnel. O que se observa é que mesmo diante da grande frequência de imprevistos, é possível haver um bom controle de obras, uma vez que os imprevistos podem ser constatados antes que ocorram.

O suporte do túnel é feito de maneira otimizada, sendo o concreto projetado apenas como complemento, já que grande parte das cargas é suportada pelo próprio maciço no entorno de uma escavação. Ortigão (1994) destaca que o ideal é aplicar o suporte quando a curva característica do maciço atingir o ponto máximo de sua resistência (figura 2.5), momento em que a condição se mostra mais econômica, porém na execução de um túnel é realista a aplicação de um fator de segurança, sendo assim o suporte ótimo apresentado na figura 2.5 seria uma situação pouco provável para uso prático.

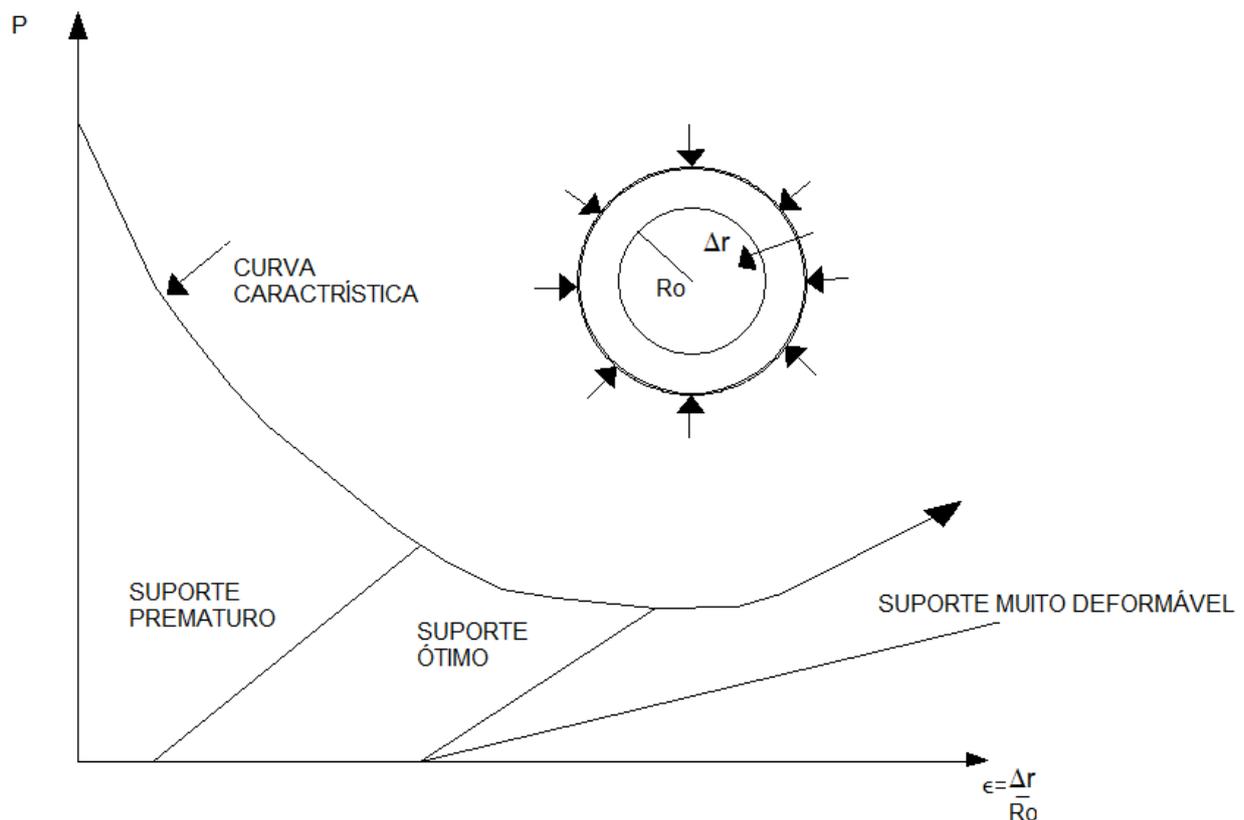


FIGURA 2.5- Representação de curva característica de um maciço (Ortigão, 1994)

Portanto, no método NATM, são definidos o valor máximo que o maciço suporta e o momento certo para a aplicação do suporte, antes que haja a ruptura. As características geotécnicas como o tipo de material escavado e a profundidade do túnel, dentre outros, influenciam na escolha do tipo de suporte, podendo ser feito o uso de cambotas de aço treliçadas.

Além da preocupação com a estabilidade do teto e das paredes do túnel, é necessário prever a estabilidade da face da escavação. No método NATM, pode-se evitar a instabilidade da frente com a parcialização da face, dividida em fases. Essas subdivisões podem ser dadas por: calota

(*top heading*), arco invertido (*invert*) e bancada (*bench*). O processo de parcialização, simbolicamente resumido na Figura 2.6, também pode ser executado em várias galerias laterais e tem a principal função de reduzir a perda de solo (PRANDINA, 1999).

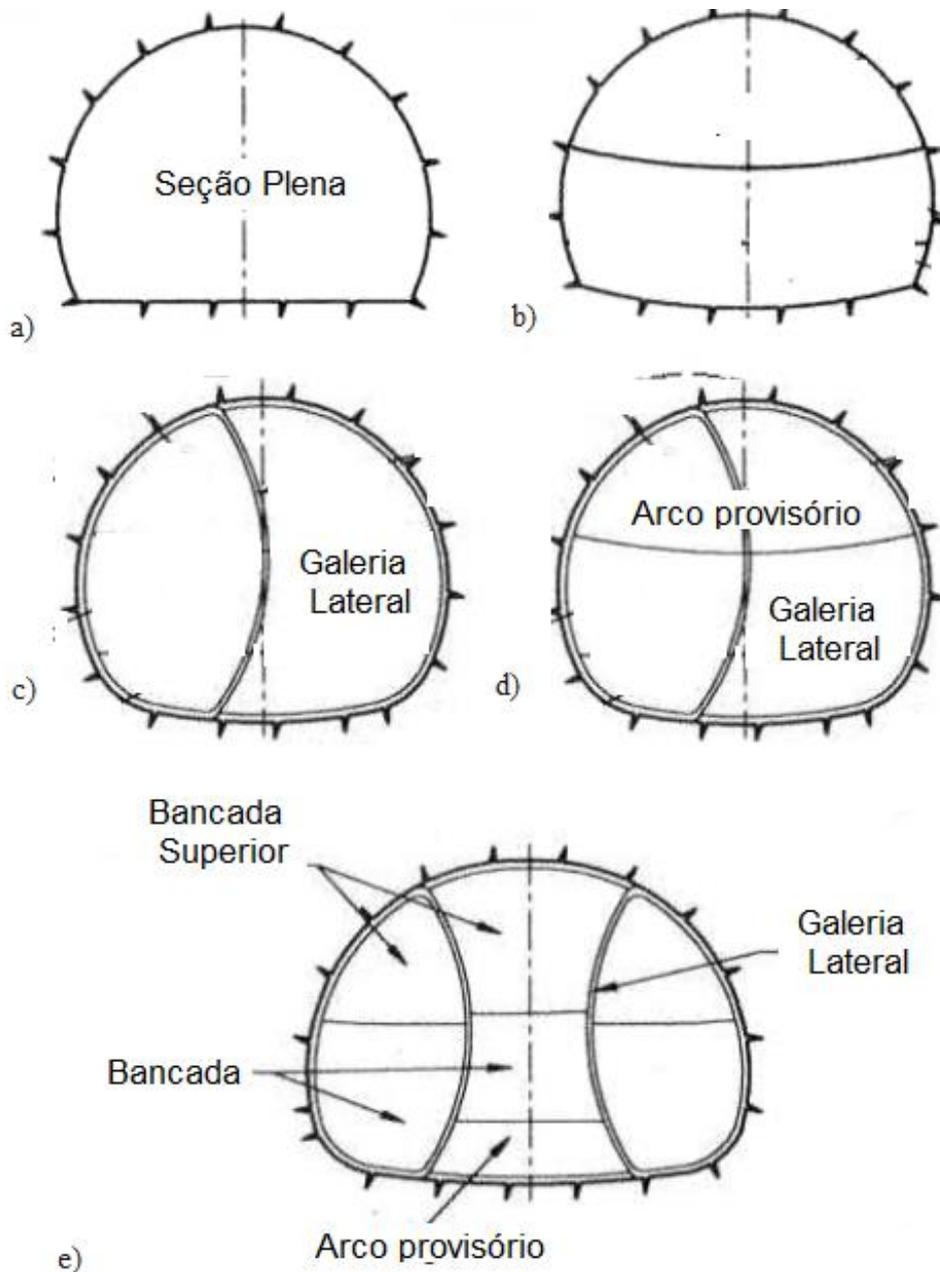


FIGURA 2.6- Métodos de parcialização do NATM (Prandina, 1999)

Tanto o tipo de maquinário utilizado quanto as subdivisões a serem feitas são definidos a partir da geologia apresentada. Nesse caso, quanto mais parcializado for o processo, menor será a produção de avanço do túnel. A Figura 2.7 mostra a parcialização de um túnel escavado em solo. Em túneis rasos, portanto, não apenas as condições geológico-geotécnicas são

importantes para definir os suportes necessários, uma vez que o projeto deverá prever o recalque de superfície máximo que poderá ocorrer. Sendo assim, algumas vezes será necessária a antecipação do suporte na curva característica, principalmente em se tratando de ambientes urbanos, onde grandes construções e fundações devem ser preservadas.



FIGURA 2.7- Método de parcialização (NATM) – Metrô de Santiago (dr-sauer.com, 2014)

Segundo Murakami (2001), no tocante aos túneis em solo, os conceitos devem ser seguidos e executados de forma que o maciço se autossustente durante o tempo necessário para a escavação e execução do suporte; a flexibilidade relativa entre o suporte e o maciço seja tal que permita a deformação da casca, promovendo a mobilização de tensões passivas do maciço; e, ainda, que o suporte seja aplicado tão rápido quanto possível, a fim de reduzir a possibilidade do início da instabilização e ainda para reduzir as deformações do maciço.

2.6 Métodos de escavação mecanizados (EPB e SPB)

Nestes métodos, é introduzido o uso de pré-moldados no suporte, sendo que todo o processo é feito de maneira mecanizada, com o uso de tuneladoras. Na escavação mecanizada, o peso do maciço para dimensionamento de um suporte é desprezado e o carregamento total é feito pelo anel de concreto, instalado para suporte e que traz a vantagem de diminuir os recalques superficiais. Quanto ao suporte da frente de escavação, esse é feito com a aplicação de uma carga na face, o que pode ser feito com o próprio material escavado ou usando-se lama bentonítica.

Babendererde (1991) afirma que o uso da escavação mecanizada é bastante eficaz em solos, principalmente quando se pretende preservar as tensões iniciais que possam vir a comprometer a estabilidade do maciço. Outro aspecto importante da escavação mecanizada é o controle da pressão na frente da escavação, contribuindo para que a mesma permaneça estável.

Guglielmetti et al. (2007) ressaltam que os dois principais tipos de tuneladoras feitas para escavar em solos são a Slurry Pressure Balanced (SPB) e a Earth Pressure Balanced (EPB). Ainda segundo esses autores, a escolha da máquina está relacionada a vários parâmetros e condições, tais como o tipo de solo a ser escavado, as distribuições das várias litologias que o solo poderá apresentar, a presença ou ausência de água, a altura da freática (quando houver) e a profundidade do túnel, dentre outros.

Chapman et al. (2010) descrevem que as tuneladoras denominadas EPBs usam o próprio material escavado para suportar a face do túnel durante a escavação do maciço. O material escavado é mantido dentro de uma câmara que mantém a pressão necessária para tornar estável a frente escavada. Essa pressão aplicada pela tuneladora é definida em projeto e controlada na máquina por um parafuso de Arquimedes, onde é feito o contrabalanço entre o que entra e o que sai da tuneladora. Guglielmetti et al. (2007) completam afirmando que a pressão de suporte da face é controlada pela variação da rotação de velocidade do parafuso em função da taxa de rendimento de escavação da máquina. O princípio de funcionamento de uma EPB pode ser observado na Figura 2.8.

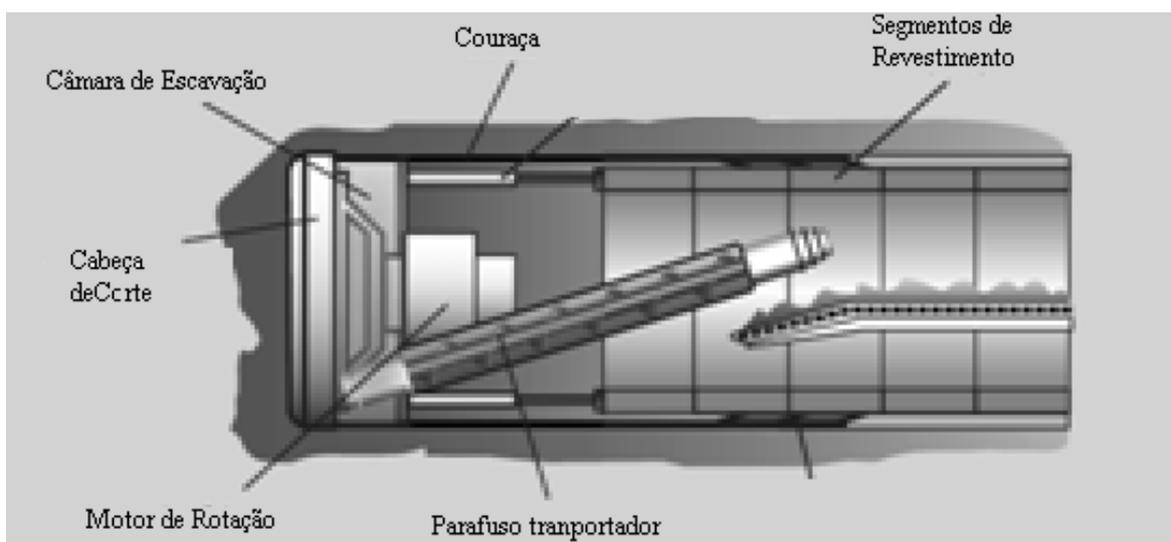


FIGURA 2.8- O princípio de funcionamento de uma EPB (modificado - Guglielmetti et al., 2007)

Com relação às SPBs, Kolymbas (2005) destaca que o suporte da face escavada é alcançado por uma massa de lama feita de bentonita, na face de escavação. O solo é escavado através de cabeças de corte, parecidas com a das EPBs, porém com menos capacidade de corte e a lama de bentonítica tem que ser bombeada até uma estação de separação, conforme mostrado na Figura 2.9.

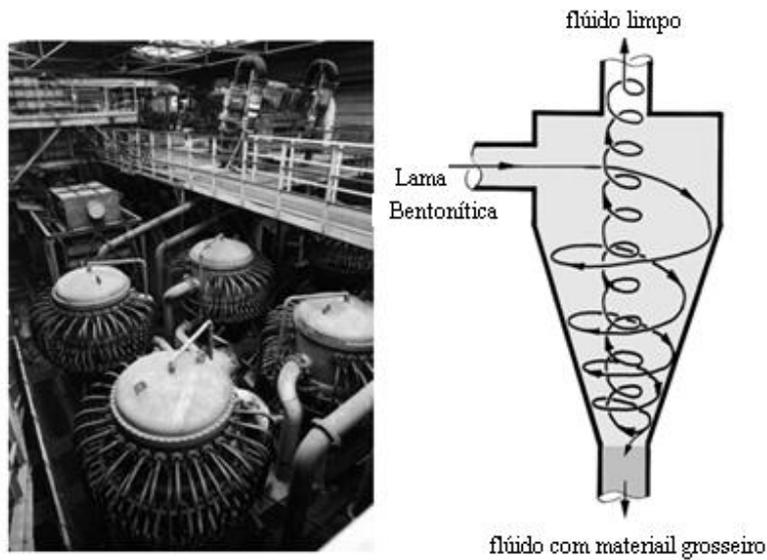


FIGURA 2.9- Bombeamento de lama. À esquerda: usina de separação. À direita: princípio de funcionamento de separação (Modificado - Kolymbas 2005)

Guglielmetti et. al. (2007) destacam que o balanceamento entre a entrada e a saída da lama bentonítica proporciona o controle da pressão de suporte da face de escavação, o que torna a escavação com a máquina SPB mais precisa que a escavação utilizando a EPB. O princípio de operação da tuneladora SPB pode ser visto na Figura 2.10.

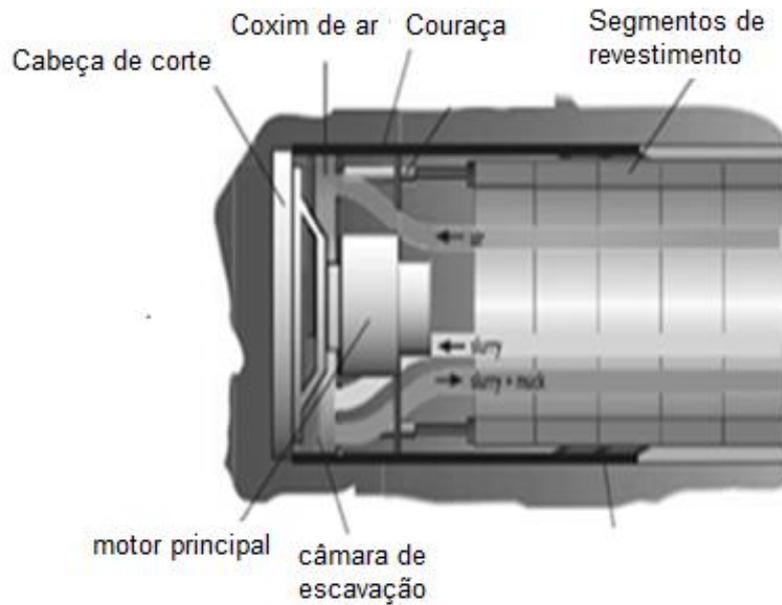


FIGURA 2.10- Princípio de funcionamento de uma SPB (Modificado - Guglielmetti et al., 2007)

2.7 Estabilidade da frente de escavação

Durante a execução de um túnel, uma das grandes preocupações quanto à segurança da obra reside na estabilidade da frente de escavação, no sentido de evitar a ruptura de todo o maciço até a superfície e prevenir riscos à frente de trabalho e ao maquinário. O fenômeno da instabilidade da frente de escavação de um túnel depende do carregamento da frente, como em escavações mecanizadas com uso de empuxo da terra escavada (EPB). A utilização de bancadas como parcialização da escavação ou até mesmo o tratamento da frente escavada com enfilagens ou produtos químicos capazes de aumentar a coesão do material são algumas das medidas tomadas no método convencional para obter a estabilidade na frente de escavação (CARVALHO, 1995).

Horn (1961 apud KOLYMBAS, 2005) estuda o comportamento da superfície com a estabilidade da face de escavação usando o método de Terzaghi para escavação de galerias. Nesse método, toda a massa acima da face é dividida em duas porções geométricas, de maneira que possam apresentar deslocamentos cisalhantes entre si, conforme é mostrado na Figura 2.11. A figura mostra a seção longitudinal com os dois blocos 1 e 2. A Figura 2.11 (a) mostra o bloco 1, prismático e o bloco 2 paralelepípedo, sob a hipótese de ruptura (V e H : forças atuantes no bloco 2). A Figura 2.11 (b) apresenta o ângulo formado entre a face de escorregamento do bloco 1 e o plano horizontal (θ); a profundidade (z) até a superfície; o diâmetro do túnel (H_t) e a profundidade do teto do túnel à superfície (H_c). A Figura 2.11 (c) mostra a representação do mecanismo de ruptura.

Negro (1988) observa a ocorrência de um colapso local em determinados tipos de solos, como naqueles formados por areias densas e argilas rijas, quando uma pequena parte da massa do solo pode sofrer instabilidade causando uma deformação plástica, porém, sem criar o mecanismo de ruptura. Outro ponto observado é que a estabilidade se comporta em um movimento tridimensional, ou seja, a estabilidade de um túnel é governada principalmente pelas condições geométricas. Portanto, o mecanismo de ruptura pode ser definido por parâmetros como cobertura de solo (H) sobre o diâmetro do túnel (D), H/D , pela largura da escavação sem suporte (L) e pelo diâmetro (D), L/D , representado na Figura 2.12.

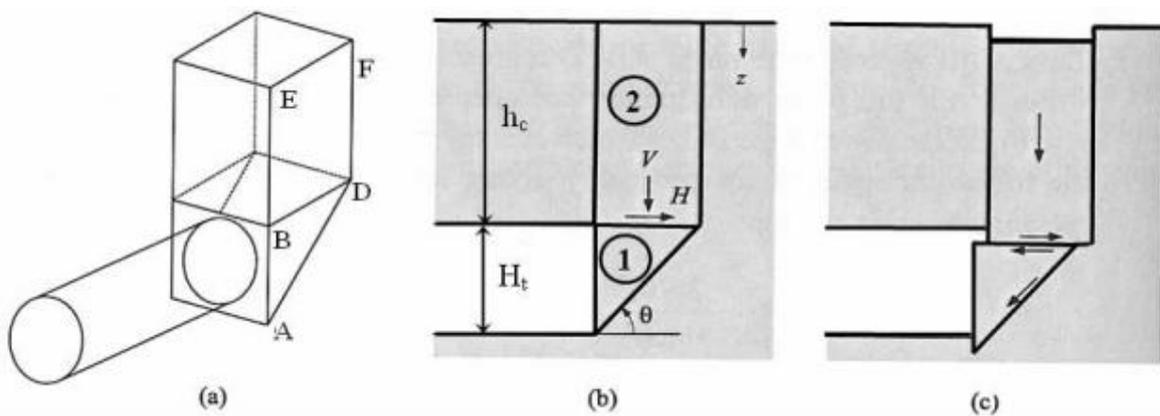


FIGURA 2.11 - Mecanismo proposto por Horn para análise do comportamento da superfície com a face. (Kolymbas, 2005)

Dependendo dessas relações, dois modos de rupturas denominados mecanismo 1 e mecanismo 2 são possíveis. O mecanismo A representa um pequeno valor de L/D implicando a estabilidade da face e do teto do túnel. Com o aumento de L/D , o modo de colapso muda gradualmente para o mecanismo B, em que a instabilidade do teto é o fator predominante.

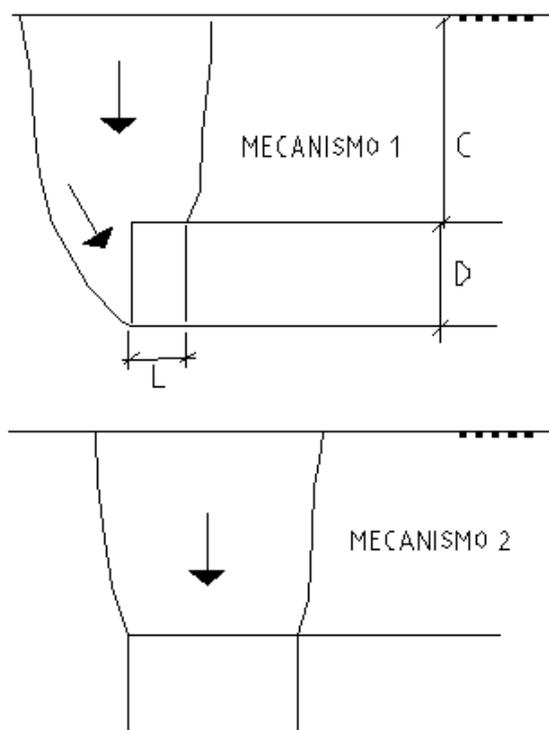


FIGURA 2.12 - Mecanismo de colapso tridimensional em solos rasos.(Modificado, Negro, 1988)

A análise da estabilidade de túneis foi motivo de estudos ao longo dos tempos. Fórmulas empíricas foram propostas, assim como o uso da análise limite usando a Teoria da Plasticidade. Em outros casos, modelos matemáticos usando a teoria dos elementos finitos são frequentemente usados na análise de estabilidade de túneis atualmente, com o auxílio de softwares que podem definir malhas de elementos bastante complexas. Esses modelos serão apresentados a seguir, dando continuidade a este estudo.

2.8 Aplicação dos métodos

Broms e Bennermark (1967 apud DAVIS et al., 1980) conduziram experimentos em que foram observados campos de instabilidade. Com a realização de tais experimentos, esses autores definiram um número de estabilidade (N), que seria igual à diferença entre a tensão total provocada por sobrecarga sobre a superfície no eixo do túnel e a pressão do túnel dividida pela resistência ao cisalhamento não drenado (C_u), demonstrada na Equação 2.1.

$$.N = \{\sigma_t - [\gamma \cdot (C + \frac{D}{2}) + \sigma_s]\} / C_u \quad (2.1)$$

Onde:

N = Número de estabilidade;

σ_s : Sobrecarga superficial;

γ : Peso específico do solo;

D: Diâmetro equivalente do túnel;

C: Cobertura de solo do teto do túnel à superfície do terreno;

C_u : Resistência ao cisalhamento não-drenado;

σ_t : Pressão interna ao túnel

Por meio de análises, Broms e Bennermark (1967) apud Davis et al. (1980) chegaram à conclusão de que se N fosse menor que 6 ($N < 6$), a face estaria estável. Entretanto, esse número foi questionado posteriormente por vários autores, a exemplo de Peck (1969), que recomenda que N seja abaixo de 4 ($N < 4$); de Negro (1988), que sugere valor ainda menor: $N < 3$ e de Davis et al. (1980), que sugeriram $N < 2$.

A propósito, a análise limite vem sendo utilizada como estudo para observar o comportamento do mecanismo de ruptura em uma frente de escavação de túnel. Mollon et al (2010) afirmam que mesmo que métodos numéricos com a utilização dos elementos finitos sejam uma ferramenta bastante precisa para estudos dessa natureza, a complexidade e o tempo significativo gasto com computação numérica fazem com que o método da Análise Limite otimize os resultados em tempo, custo e precisão suficientes.

Atkinson e Potts (1977) relatam que a estabilidade de um túnel pode ser examinada teoricamente por meio dos Teoremas dos Limites Superior e Inferior, considerando que o material apresente comportamento perfeitamente elastoplástico, como o idealizado na Figura 2.13.

Soluções obtidas por meio de teoremas de plasticidade dos materiais também foram propostas não apenas por Davis *et al.* (1980), autor que idealizou o solo como elástico perfeitamente plástico, mas também por outros autores que serão oportunamente mencionados neste estudo.

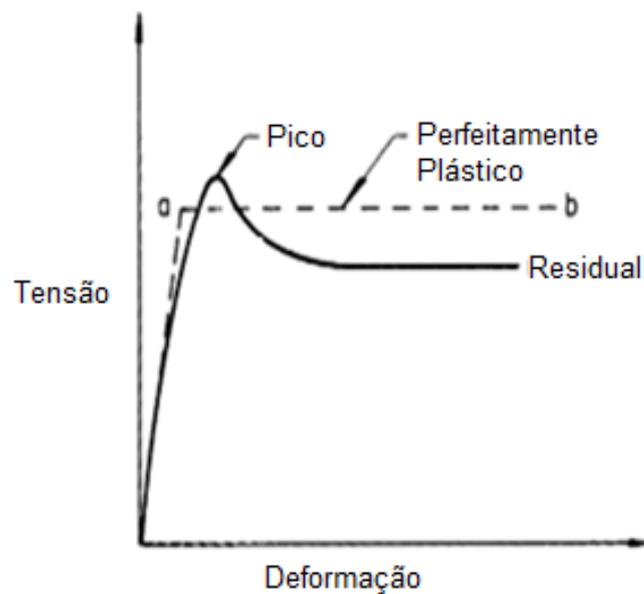


FIGURA 2.13- Relação tensão-deformação para solos ideais e reais (Modificado- Chen, 1975.)

As soluções para a estabilidade do solo são geralmente encontradas utilizando a Teoria da Plasticidade Perfeita, que leva em consideração o fato de que o solo somente exhibe o comportamento descrito pela Lei de Hooke, da teoria da elasticidade, quando a intensidade das tensões permanecerem suficientemente pequenas seguindo estas hipóteses levantadas por Chen (1975): acima de um valor crítico de tensão (tensão de escoamento), o solo deixa de se comportar elasticamente e passa a ter comportamento plástico fluídico (deformação contínua sob tensão constante).

De acordo com Chen (1975), a falha por colapso plástico é a condição governante para uma grande quantidade de problemas em mecânica dos solos, o que faz com que o desenvolvimento de métodos eficientes para calcular a carga de colapso de forma mais direta se torne objeto de estudos e de grande interesse prático para engenheiros. Dentre os principais critérios de escoamento, que determina a parte plastificada do material, apresentados por diversos autores, destacam-se a mudança do material de um estado elástico para um estado de escoamento, sendo que essa condição – satisfeita no estado de escoamento – recebe o nome de critério de escoamento. Geralmente assume-se que o escoamento plástico ocorre quando, em qualquer plano e em qualquer ponto da massa de solo, a tensão de cisalhamento atinge um valor que depende linearmente da coesão c e da tensão normal σ , a qual é dada pela Equação 2.2.

$$\tau = c + \sigma \phi \quad (2.2)$$

Onde:

τ – resistência ao cisalhamento;

σ – tensão normal no plano de cisalhamento;

ϕ – ângulo de atrito interno.

O círculo de Mohr é utilizado para representar o estado de tensões. Valores de tensão de cisalhamento, satisfazendo o critério de escoamento de Coulomb (Figura 2.14) são representados por retas, denominadas envoltórias de ruptura. Se o estado de tensão é tal, de forma que o ciclo de Mohr permaneça entre as envoltórias, o solo permanece no regime elástico linear. Todavia, se o círculo de Mohr tocar as envoltórias é determinado um estado plástico do material.

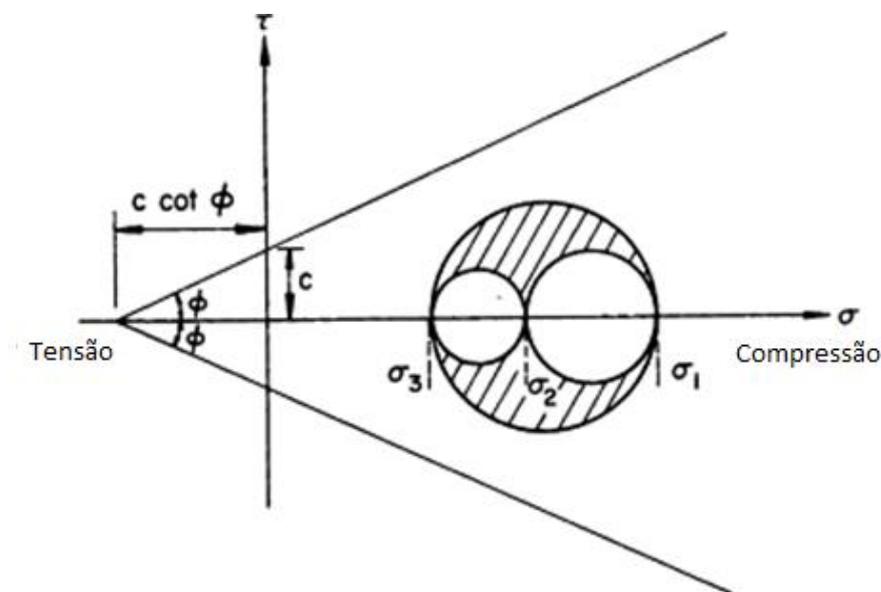


FIGURA 2.14 - Representação do estado de tensões por meio de círculos Mohr e critério de escoamento de Coulomb.(Modificado - Chen, 1975)

A superfície de ruptura pode ser representada em um plano “ π ” (ou plano desviatório), que passa pela origem e é perpendicular à linha $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$. O hexágono é irregular, já que a

tensão de escoamento depende da tensão média, como mostra a Figura 2.14. Esse hexágono, desenhado em linha cheia (Figura 2.15), representa a seção da pirâmide no plano da Equação 2.3.

$$\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 0 \quad (2.3)$$

E o Critério de Escoamento de Tresca Estendido: o critério de Coulomb para solos contrasta com o critério de Tresca para metais, devido à dependência da pressão hidrostática ou tensão normal média (Equação 2.4)

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = \frac{1}{3}(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)$$

onde : p = pressão hidrostática

σ_x = tensão normal ao plano x

σ_y = tensão normal ao plano y

σ_z = tensão normal ao plano z

Baseado no critério de Tresca para metais, Drucker (1953) apud Chen (1975) propôs um critério modificado que proporcionasse um tratamento geral aos problemas tridimensionais de solos. Em contraste com a pirâmide irregular de Coulomb, a superfície de escoamento proposta consiste em uma pirâmide regular hexagonal, conforme mostrado pela linha tracejada da Figura 2.15, que compreende a superfície de Coulomb e é chamada de Critério de Tresca Estendido.

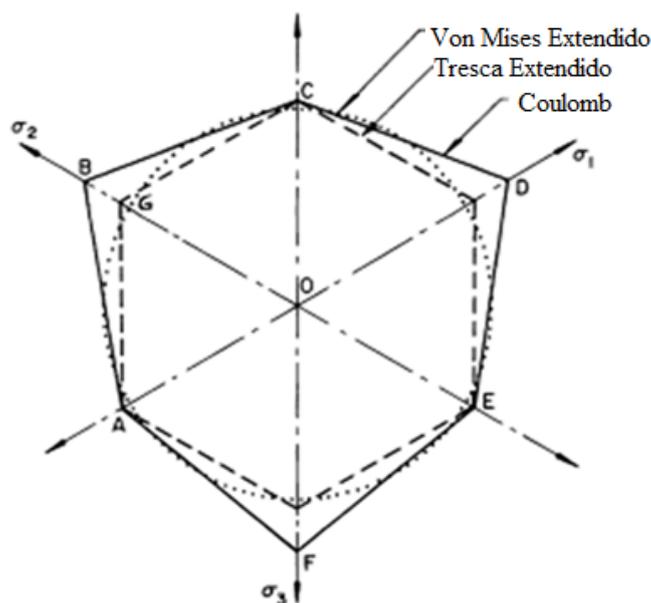


FIGURA 2.15 - Seção da superfície de escoamento pelo plano π ($\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 0$). (Modificado - Chen, 1975)

No seu Critério de Escoamento, Von Mises percebeu que a utilização do Critério de Tresca, devido à sua natureza hexagonal, traz complicações matemáticas na aplicação em problemas 3D. Diante dessa constatação, Von Mises percebeu que poderia evitar tais complicações se substituísse o prisma hexagonal por um cilindro circular com o plano $\sigma_2 = \text{const.}$, o que resultou no Critério de Von Mises. Para tanto, utilizou o 2º invariante das tensões desviadoras, J_2 , igual a um constante de material

Drucker e Prager (1952) apud Chen (1975) propuseram um critério modificado para solos, no qual a superfície de escoamento no espaço de tensões principais consiste em um cone circular igualmente inclinado aos eixos principais. A interseção do plano- π com essa superfície de escoamento resulta no círculo mostrado pela linha pontilhada (Figura 2.15). Nesse critério, a superfície de escoamento fica entre os dois cones circulares inscrevendo e circunscrevendo a pirâmide hexagonal de Tresca estendido, simultaneamente. Segundo esses autores, a função utilizada na aplicação dos teoremas limites para plasticidade perfeita dos solos é dada pela Equação 2.5.

$$\alpha p + J_2^{\frac{1}{2}} = k \quad (2.5)$$

Onde: α e k = constantes do material

p = pressão hidrostática

J_2 = Segundo invariante do tensor desviador

Se α é 0, o critério modificado se reduz ao critério de Von Mises para metais.

Ainda sobre complicações do processo de escoamento em túneis, o trabalho de Bishop (1966 apud CHEN, 1975) tentou correlacionar todos os critérios com dados experimentais e concluiu que o Critério de Coulomb é o que melhor prevê o comportamento de falha do solo ou escoamento.

A demonstração dos teoremas da análise limite requer a hipótese de que as mudanças na geometria do corpo ocorridas no instante do colapso são pequenas. Isso permite que as dimensões do corpo não deformadas sejam utilizadas nas equações de equilíbrio, sendo que essas mesmas equações serão então utilizadas para descrever o estado deformado.

A chave para resolver os teoremas limites são as equações de trabalho virtual, mas somente aplicáveis caso a geometria não sofra alterações apreciáveis. Quando a carga limite é alcançada e a deformação ocorre sob carga constante, todas as tensões permanecem constantes e, nesse caso, ocorrem somente incrementos de deformações plásticas (não elásticas)

2.8.1 Equação de trabalho virtual

A equação de trabalho virtual lida com dois conceitos distintos, quais sejam, o de equilíbrio e o de compatibilidade cinemática, que aparecem, com suas respectivas grandezas físicas lado a lado, porém independentemente, na Equação 2.6.

$$\int_A T_i u_i^* dA + \int_V F_i u_i^* dV = \int_V \sigma_{ij} \varepsilon_{ij}^* dV \quad (2.6)$$

Onde: T_i = forças externas na superfície

u_i = deslocamentos (i)

A = Área da superfície na qual atuam forças (T_i)

F_i = forças de massa no maciço

σ_{ij} = Campo de tensões

V = Volume

ϵ_{ij}^* = Deformações (ij)

2.8.2 Teorema do Limite Inferior

Se uma distribuição de tensões em equilíbrio σ_{ij}^E cobrindo todo o corpo puder ser encontrada de forma a balancear as cargas aplicadas (T_i) na fronteira (A_T) e que não viola o critério de escoamento $f(\sigma_{ij}^E) < 0$, isso significa que o corpo sob a ação das cargas T_i e F_i não entrará em colapso.

2.8.3 Teorema do Limite Superior

Se um mecanismo de deformação plástica cinematicamente admissível, isto é, que satisfaça as condições de contorno em termos de deslocamentos prescritos, puder ser assumido, então a carga determinada igualando-se a potência das forças externas aplicadas à taxa de dissipação interna, será mais elevada ou igual a verdadeira carga de colapso. Se um mecanismo de deformação plástica compatível é assumido $\dot{\epsilon}_{ij}^{D*}, \dot{u}_i^{D*}$, de forma a satisfazer a condição $\dot{u}_i^{D*} = 0$ no contorno do deslocamento A_u , então, as cargas T_i, F_i são determinadas, equacionando a taxa, na qual as forças externas realizam trabalho (Equação 2.7) para o valor de dissipação interna.

$$\int_A T_i u_i^* dA + \int_V F_i u_i^* dV \quad (2.7)$$

Dessa forma, o valor total será igual ou maior que a taxa de dissipação interna dada pela Equação 2.8.

$$\int_V D(\epsilon_{ij}^*) dV = \int_V \sigma_{ij} \epsilon_{ij}^* dV \quad (2.8)$$

Equacionando a taxa de trabalho externa à interna para qualquer mecanismo válido, fornece-se então um limite superior inseguro da carga de colapso ou carga limite.

2.9 Aplicações do método de análise limite para o estudo de estabilidade da frente de escavação.

2.9.1 Análise proposta por Davis et al. (1980)

Os estudos desenvolvidos por Davis et al. (1980) a respeito da estabilidade de túneis rasos em solos coesivos mostram que a análise de estabilidade pode ser definida pela relação entre a cobertura (C), o diâmetro do túnel (D) e a sobrecarga de superfície (σ_s); a largura da frente sem revestimento (P) e a pressão de frente (σ_t)(Figura 2.16). Além disso, as propriedades do maciço têm influência na estabilidade da escavação, sendo que o colapso da frente do túnel deverá acontecer quando as forças de resistência forem vencidas.

A abordagem da solução do problema proposto por Davis et al. (1980) propõe uma derivação por análise dimensional, como por C/D , P/D , σ_s/C_u , σ_t/C_u e $\gamma D/C_u$. Esses autores dividiram a análise em 3 casos, o primeiro caso, mostrado pela Figura 2.16, considera a frente de escavação para sua análise, já no segundo caso trata-se da tensões radiais na qual o revestimento deve suportar, como representado na Figura 2.17 e portanto esse caso não é utilizado para o estudo da estabilidade da face.

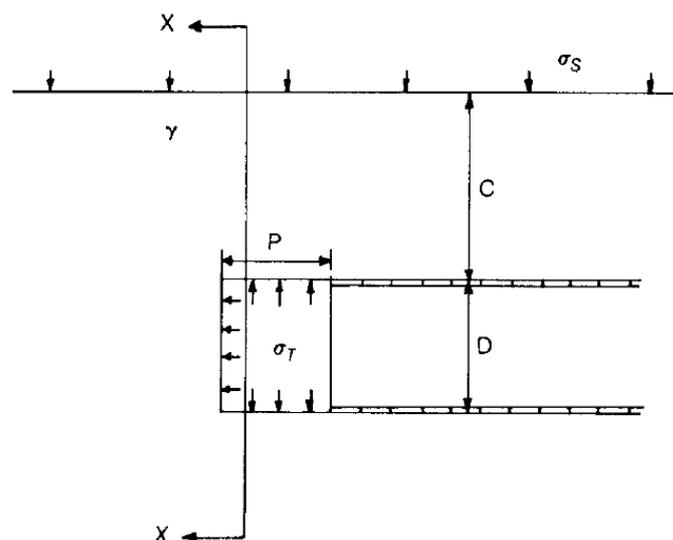


FIGURA 2.16 - Geometria da frente de escavação de túnel raso – Caso 1. (Davis et al., 1980)

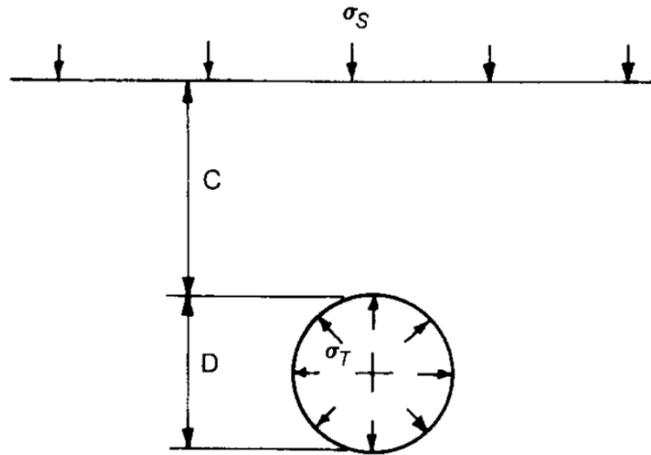


FIGURA 2.17- Geometria do estudo de estabilidade- Caso 2 (Davis et al.,1980)

.As soluções de limites inferiores para o plano de tensões podem ser representadas em um campo de tensões constantes, formadas por áreas de três ou quatros lados (Figura 2.18 a e b). Por meio das adaptações das análises feitas por Ewing e Hill (1967), Davis et al. (1980) obtiveram o limite inferior representado conforme Figura 2.18 e dado pela Equação 2.9.

$$\frac{\sigma_s - \sigma_T}{c_u} = 2 + 2\ln\left(\frac{C}{D} + 1\right) \quad (2.9)$$

Onde: σ_s = Sobrecarga na superfície

σ_T = Tensão aplicada a face do túnel

c_u = Resistência ao cisalhamento não-drenado

D = Diâmetro equivalente do túnel

C = Cobertura de solo do teto do túnel à superfície do terreno

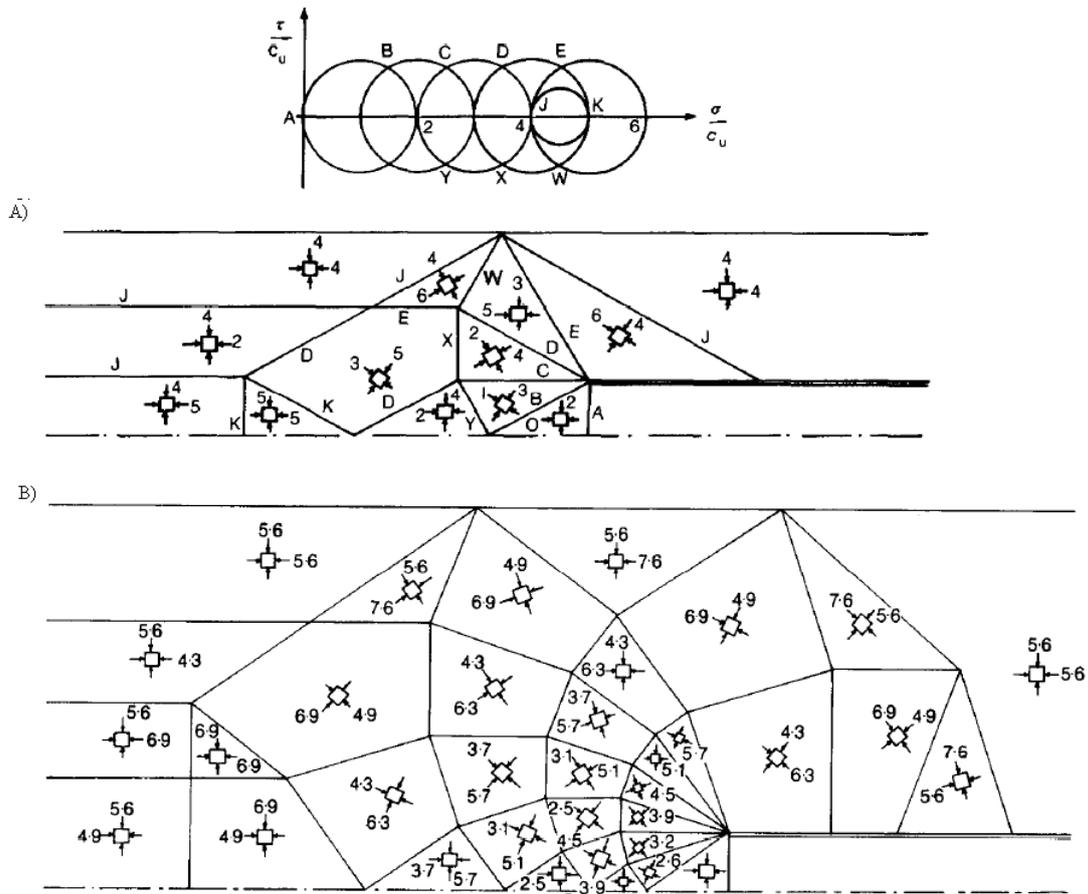


FIGURA 2.18 – Solução do limite inferior. a) campo do limite inferior de tensões ($C/D=4/3$); b) Campo do limite inferior de tensões ($C/D=2,875$). (Davis et al., 1980)

Já o mecanismo do limite superior, este pode ser otimizado, respeitando os três ângulos variáveis (α , β e δ), sendo que o colapso por carregamento crítico pode ser encontrado na Equação 2.10.

$$\frac{\sigma_s - \sigma_T}{c_u} = 4 \sqrt{\left(\frac{C}{D} + \frac{1}{4}\right)} \quad (2.10)$$

Sendo $\tan \alpha = \tan \beta = 2 \sqrt{\frac{C}{D} + \frac{1}{4}}$ e $\delta = \pi/2$.

Caso seja considerado o peso do maciço $\gamma D / c_u > 0$, a Equação 2.10 deve ser representado como na Equação 2.11.

$$\frac{\sigma_s - \sigma_T}{c_u} + \frac{\gamma D}{c_u} \left(\frac{C}{D} + \frac{1}{2}\right) = 4 \sqrt{\left(\frac{C}{D} + \frac{1}{4}\right)} \quad (2.11)$$

Onde: σ_s = Sobrecarga na superfície

σ_T = Tensão aplicada a face do túnel

C_u = Resistência ao cisalhamento não-drenado

γ = Peso específico do material

D = Diâmetro equivalente do túnel

C = Cobertura de solo do teto do túnel à superfície do terreno

No 3º caso (Figura 2.19), é considerado o suporte de teto, portanto $P=0$. O limite inferior, que pode ser mostrado através do campo de tensões (Figura 2.20), é determinada pela relação da Equação 2.12.

$$\frac{\sigma_s - \sigma_T}{c_u} = 2 + 2\ln\left(\frac{2C}{D} + 1\right) \quad (2.12)$$

O limite superior do 3º caso pode ser determinado pelo mesmo mecanismo de limite superior aplicado ao 1º caso, porém os blocos cisalhantes devem ser trocados por blocos com seções elípticas.

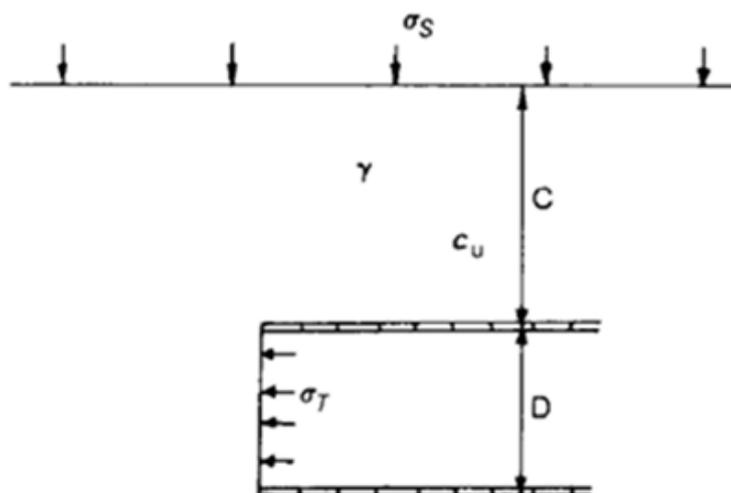


FIGURA 2.19 - Geometria do estudo de estabilidade - Caso 3(Davis et al.,1980)

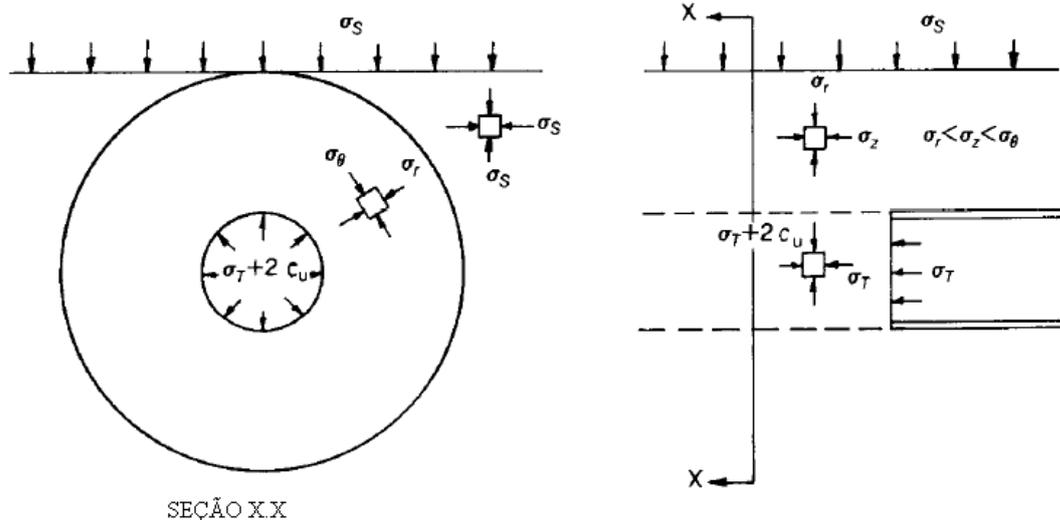


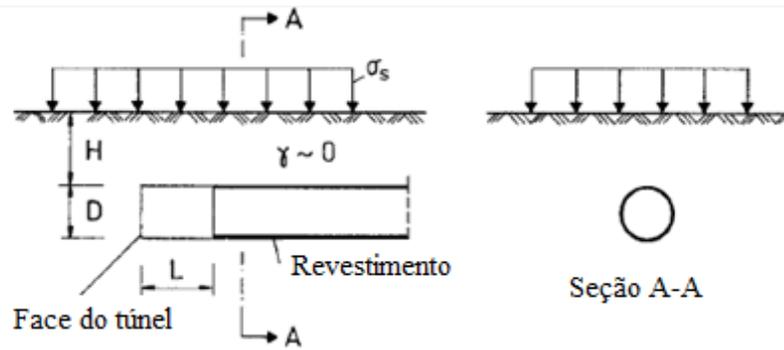
FIGURA 2.20 - Campo de tensões para análise do limite inferior (Davis et al.,1980)

2.9.2 Análise proposta por Mühlhaus (1985)

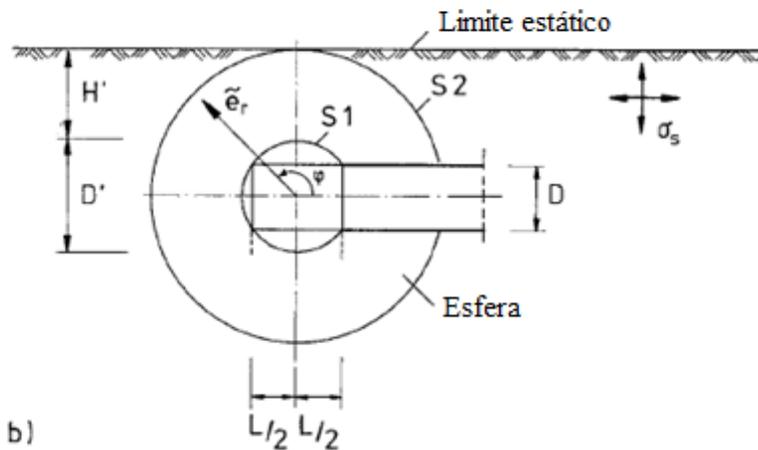
Em estudo desenvolvido em 1985, Mühlhaus analisa a abertura de túneis circulares em solos muito resistentes (saprolitos), abordando assuntos como revestimento com concreto e o uso de tirantes. Entretanto, como sua análise se desenvolve por meio do teorema do limite inferior, sua abordagem é considerada mais conservadora. Outro ponto que se destaca no estudo apresentado por Mühlhaus (1985) é que ele apresenta soluções para pressões em escavações profundas utilizando os mesmos fundamentos da teoria da plasticidade.

A solução do limite inferior para o problema de face (Figura 2.21a) mostra o comprimento sem revestimento representado por (L) e a sobrecarga de superfície por σ_s , que pode ser a representação de uma sapata, de um aterro ou até mesmo de pressão hidrostática. Entre as superfícies S1 e S2, a direção de uma trajetória de tensão está na base do vetor e_r do sistema de coordenada esférica, definida na Figura 2.21.b.

As duas tensões principais no plano normal a e_r são supostamente iguais. Portanto, o campo de tensão adotado é um campo esférico simétrico com intensidade σ_s , ao passo que entre S1 e o limite do túnel são assumidas tensões nulas.



a)



b)

FIGURA 2.21 - Definição do carregamento e a geometria para estimativa do comprimento admissível (Modificado - Muhlhaus, 1985)

Segundo Muhlhaus (1985), entre S1 e S2 o campo de tensões satisfaz a condição de equilíbrio, como dado pela Equação 2.13:

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{2(\sigma_r - \sigma_\varphi)}{r} = 0 \quad (2.13)$$

Onde: σ_r = tensão radial

σ_φ = tensão normal ao plano φ

r = raio do túnel

O estado limite assumido é caracterizado pelo critério de escoamento de Mohr-Coulomb e usando relações geométricas entre H' , D' e H , D , pode ser explicitado e obter

$$L = D \sqrt{\frac{(1+2H/D)^2}{((K_p-1)\frac{\sigma_s}{\sigma_u}+1)^{1/K_p-1}} - 1}, \quad \text{Para } K_p > 1 \text{ e} \quad (2.14)$$

$$L = D \sqrt{\left(\frac{(1+2H/D)^2}{\exp\left(\frac{\sigma_s}{2\sigma_u}\right)}\right) - 1}, \quad \text{Para } K_p = 1 \quad (2.15)$$

Onde

L = comprimento da escavação sem suporte

D = Diâmetro equivalente do túnel

H = Cobertura de solo até o teto do túnel

K_p = Coeficiente de empuxo passivo ($K_p = \frac{1+\sin \phi'}{1-\sin \phi'}$)

2.9.3 Análise proposta por Leca e Dormieux (1990)

O método proposto por Leca e Dormieux (1990) aborda o problema da estabilidade de um túnel executado em um material seguindo o critério de Mohr-Coulomb, sob o ponto de vista da análise limite. O problema pode ser idealizado considerando um túnel circular rígido, de diâmetro D e executado sob uma profundidade de cobertura C, conforme ilustrado na Figura 2.22, onde H é dado pela Equação 2.16.

$$H = C + \frac{D}{2} \quad (2.16)$$

Onde: H = Cobertura de solo até o eixo do túnel

D = Diâmetro equivalente do túnel

C = Cobertura de solo do teto do túnel à superfície do terreno

O peso específico do solo é γ e uma sobrecarga de σ_s é aplicada à superfície do solo. O comprimento não suportado atrás da face P é tornado nulo (uma hipótese aceitável é o uso de tuneladora) e uma pressão de retenção σ_T é aplicada à frente. Tal suporte pode ser alcançado

usando ar comprimido, borra de bentonita ou pressão de terra (EPB shield). Em escavação convencional, utilizam-se muros de inércia (muros de empuxo de Rankine) e enfilagens com fibra de vidro, dentre outros recursos.

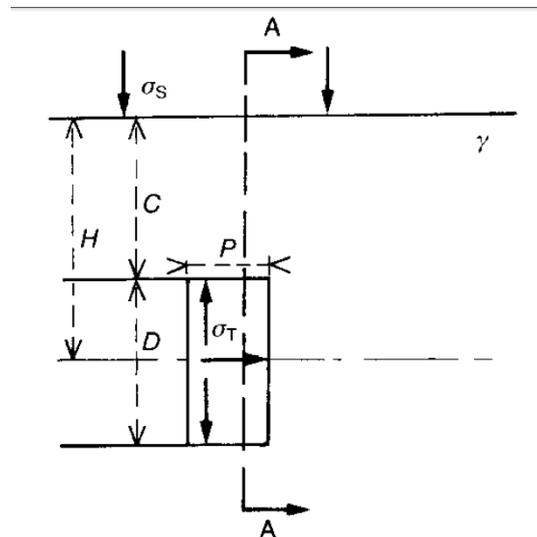


FIGURA 2.22 - Definição do carregamento e geometria para análise da estabilidade da frente de escavação. (Leca e Dormieux, 1990)

Nesse caso, as condições do solo são consideradas uniformes ao redor do túnel. O solo é considerado um material com parâmetros de Mohr-Coulomb, com coesão efetiva c' e ângulo atrito efetivo ϕ' . Para tais materiais, é necessário introduzir a resistência à compressão não confinada (Equação 2.17) e, os coeficiente de empuxo de Rankine para os estados ativos e passivos respectivamente são representados pelas Equação 2.18 e Equação 2.19.

$$\sigma_c = 2 \frac{c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad (2.17)$$

$$K_A = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \quad (2.18)$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad (2.19)$$

Os parâmetros σ_c e K_A (ou K_p) podem ser usados alternativamente para caracterizar a resistência do solo. Para um material sem coesão, K_A ou K_p , podem ser usados alternativamente com ϕ' . A análise dimensional mostra que o problema pode ser analisado em termos destes cinco parâmetros adimensionais: C/D , $\frac{\sigma_s}{\sigma_c}$, $\frac{\sigma_T}{\sigma_c}$, $\frac{\gamma D}{\sigma_c}$ e K_p (ou K_A).

Uma estimativa de limite superior da carga é encontrada supondo um mecanismo cinematicamente admissível de falha em que a potência das forças aplicadas ao sistema seja maior que a potência que pode ser dissipada pelo sistema através de seu movimento. Por outro lado, qualquer configuração de carregamentos para o qual um campo de tensões pode ser encontrado – que promova o equilíbrio e não satisfaz o critério de escoamento do material – se configura como uma solução limite inferior.

Para o túnel analisado, o autor considerou três parâmetros de carregamentos, quais sejam: $\frac{\sigma_s}{\sigma_c}, \frac{\sigma_T}{\sigma_c}$, e $\gamma D/\sigma_c$. Como o escoamento do solo do referido túnel é controlado pelo critério de Mohr-Coulomb, o mecanismo de falha deve ser escolhido de tal forma que, ao longo de qualquer superfície de escoamento Σ_d , o ângulo θ_d entre a descontinuidade de velocidade V_d e Σ_d satisfaça a condição da Equação 2.20.

$$\varphi' \leq \theta_d \leq \pi - \varphi' \quad (2.20)$$

Caso contrário, a potência dissipada P_v será infinita e, portanto, a solução de limite superior não poderá ser encontrada.

- Soluções de limite superior

Três mecanismos de falha foram considerados neste estudo e todos eles envolveram o movimento de troncos de cones sólidos de seções de corte circulares. Representados na Figura 2.23, esses mecanismos foram denominados MI, MII e MIII, sendo que MI e MII se referem a mecanismos de colapso e MIII é referente ao mecanismo de “Blow Out”, cuja pressão aplicada é tão grande que há uma ruptura empurrando a terra da face para a superfície.

A falha é consequência do colapso da região cônica nos blocos MI e dos dois blocos em MII. No último caso, a geometria é mais complexa: o primeiro cone (bloco 1) é truncado por um plano π perpendicular ao plano de simetria do túnel que se projeta como Δ (Figura 2.23). O segundo cone (bloco 2) é uma imagem espelhada do primeiro em relação ao plano π' (perpendicular a π) e passando pelo centro da interseção Σ_{12} entre π e o bloco 1. O plano π' se projeta como Δ' . Isso assegura que o plano π intercepte ambos os blocos ao longo da mesma superfície elíptica Σ_{12} . O plano π é escolhido de tal forma que o eixo do segundo cone seja vertical. Portanto, tanto MI quanto MII são caracterizados por apenas um parâmetro: o ângulo α entre o eixo do cone adjacente ao túnel e a horizontal. O mecanismo MIII pode ser interpretado como o mecanismo MI inverso.

Em todos esses mecanismos, a interseção do túnel com seu cone adjacente é uma elipse, cujo semi-eixo maior tem comprimento igual a $D/2$. Isso implica que apenas uma parte da face é falha, embora a teoria da análise limite permaneça válida para tal simetria e um limite superior possa ser derivado desse mecanismo.

O trabalho realizado pelos carregamentos externos, P_e , e o trabalho dissipado P_v são calculados, e para que haja uma condição estável é preciso que satisfaça a Equação 2.21.

$$P_e \leq P_v \quad (2.21)$$

Os parâmetros de carregamento relacionados aos empuxos realizados pela sobrecarga Q_s , bem como o peso próprio Q_γ e o trabalho pela força aplicada na face do túnel (Q_T), são calculados respectivamente pelas Equações 2.22, 2.23 e 2.24.

$$Q_s = \frac{(K_p - 1)\sigma_s}{\sigma_c} + 1 \quad (2.22)$$

$$Q_T = \frac{(K_p - 1)\sigma_T}{\sigma_c} + 1 \quad (2.23)$$

$$Q_\gamma = (K_p - 1) \frac{\gamma D}{\sigma_c} \quad (2.24)$$

Em uma relação final, o modelo de Leca e Dormieux (1990) destaca que a estrutura permanecerá estável se satisfizer a Equação 2.25.

$$N_s Q_s + N_\gamma Q_\gamma \leq Q_T \quad (2.25)$$

onde N_s e N_γ são coeficientes de peso que dependem do ângulo α entre o eixo do cone adjacente ao túnel e a horizontal. Os mecanismos de colapso MI e MII são otimizados quando α é escolhido de forma que N_s e N_γ sejam máximos. Todas as derivações, bem como o modelo matemático proposto por Leca e Dormieux (1990) estão apresentadas no Apêndice I.

- Soluções de limite inferior

Leca e Panet (1988 apud LECA e DORMIEUX, 1990) propõem mecanismos que determinam campos de tensões geostáticas semelhantes ao mecanismo proposto por Davis et al. (1980), mecanismos esses representados em dois campos denominados SI, SII e SIII conforme mostra a Figura 2.24.

O equilíbrio de forças obtido pelas análises no limite superior (Equação 2.25) são as mesmas para o limite inferior. As soluções obtidas para SI, onde $\gamma > 0$ estão apresentadas nas Equações 2.26 e 2.27.

$$N_s^{c-} = K_A \quad (2.26)$$

$$N_\gamma^{c-} = K_A \left(\frac{c}{D} + 1 \right) \quad (2.27)$$

onde K_A : coeficiente de empuxo ativo (Equação 2.18);

N_s^{c-} : coeficiente de peso de sobrecarga para o limite interior

N_γ^{c-} : coeficiente de peso próprio do maciço para o limite interior

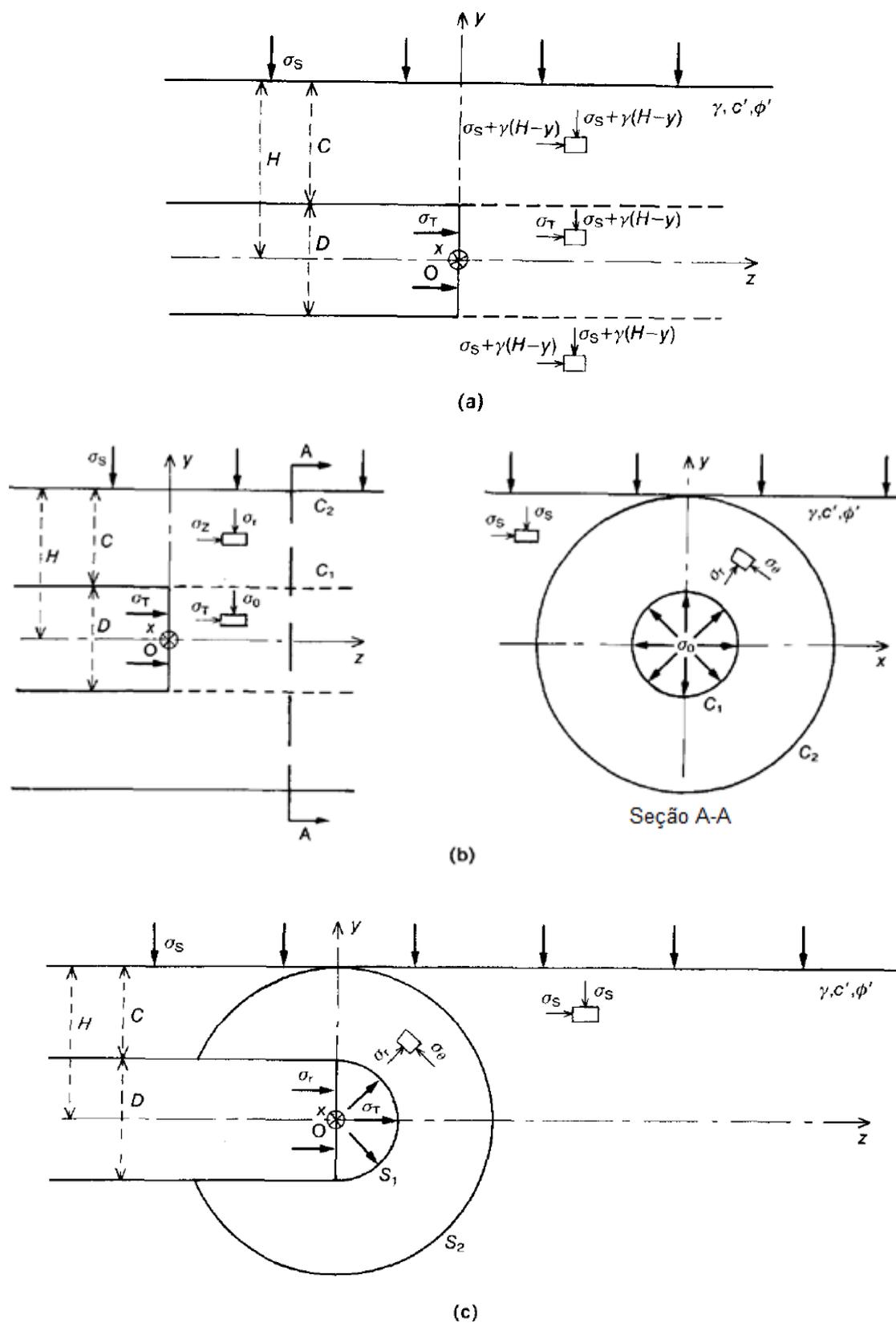


FIGURA 2.24 - Campo de tensões: a) SI; b) SII e c) SIII (Leca e Dormieux, 1990)

Para os mecanismos SII e SIII ($N_\gamma^{c-}=0$), são obtidos respectivamente pelas Equações 2.28 e o 2.29:

$$N_s^{c-} = K_A \left(\frac{2C}{D} + 1 \right)^{1-K_p} \quad (2.28)$$

$$N_s^{c-} = \left(\frac{2C}{D} + 1 \right)^{2(1-K_p)} \quad (2.29)$$

Onde K_p é o coeficiente de empuxo passivo (Equação 2.19).

A linha de superfície de ruptura foi comparada na Figura 2.25. Já os resultados obtidos pela análise limite superior e inferior foram comparados aos resultados obtidos em laboratório por ensaios de centrífuga e apresentados na Tabela 2.1.

TABELA 2.1 - Comparação entre tensões de terra (σ_T) previstas e medidas em laboratório (Leca e Dormieux, 1990)

C/D	γ (kN/m ³)	Tensões críticas previstas por análise limite (kPa)		Tensões de colapso medidas em centrífugas (kPa)
		σ_T^- (Limite inferior)	σ_T^+ (Limite superior)	σ_T^f
1,0	15,3	29	2	6
1,0	16,1	29	3	3
2,0	15,3	46	2	4
2,0	16,1	44	3	4

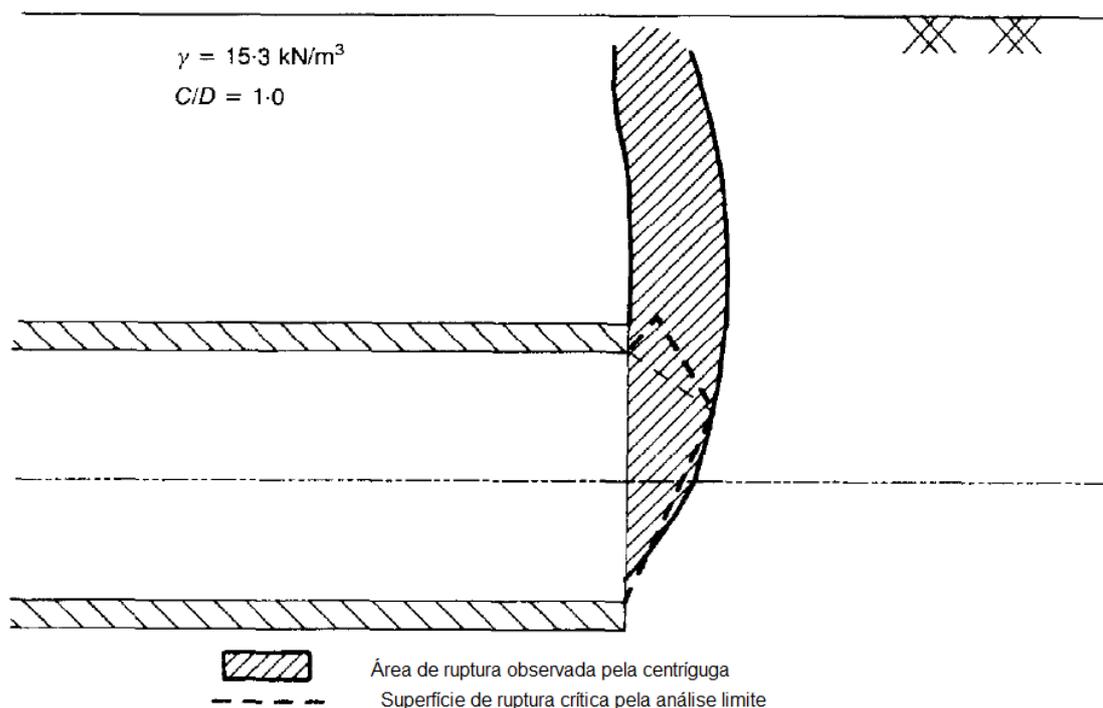


FIGURA 2.25 - Comparação entre superfície de ruptura teórica e área de ruptura observada em laboratório. (Modificado – Leca e Dormieux, 1990)

2.9.4 Análise proposta por Mollon et al. (2009)

Mollon et al. (2009), ao reavaliarem o método proposto por Leca e Dormieux (1990) – que usaram modelos determinísticos com apenas um ou dois blocos baseados no método do limite superior da teoria da análise limite –, propuseram um melhoramento do mecanismo de ruptura utilizando cinco blocos (Figura 2.26), sob a alegação de que isso poderia representar de forma mais adequada a linha de ruptura da frente de escavação.

A Figura 2.26 ilustra um mecanismo composto por cinco cones rígidos truncados, com ângulo de abertura de 2φ , como proposto pelos autores supracitados. A geometria do mecanismo é similar à apresentada por Leca e Dormieux (1990), onde os cones são imagens do cone adjacente com respeito ao plano normal ao de contato com a superfície. Podem-se observar, na Figura 2.27, detalhes sobre o espelhamento dos cones e que a interseção de seu truncamento com a face do túnel forma uma superfície elíptica, assim como no mecanismo de dois cones, apresentado por Leca e Dormieux (1990).

finitos (Figura 2.28). Por meio dessa comparação, esses autores concluíram que os resultados obtidos por análise limite não diferiram muito daqueles obtidos por softwares utilizados comumente no mercado, o que os levou a considerar tal método suficientemente preciso para o uso prático.

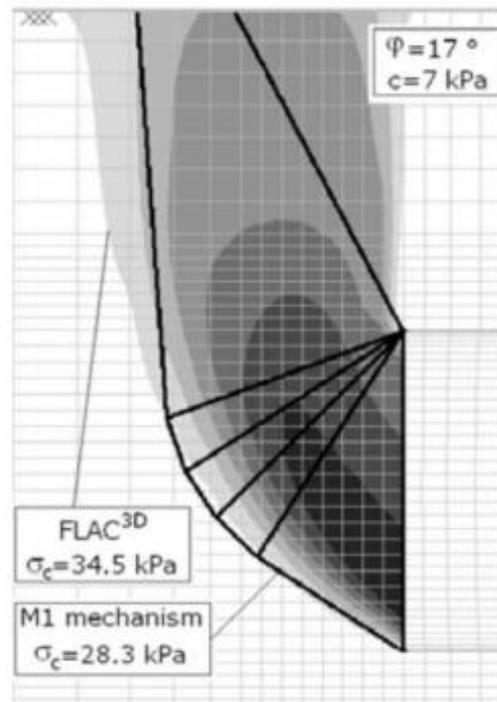


FIGURA 2.28 - Comparação entre os métodos analítico e computacional. (Modificado – Mollon et al. 2009)

Além disso, constatada a viabilidade do método, Mollon et al. (2010) deram continuidade ao estudo e foi gerada uma superfície de ruptura tridimensional. Isso foi possível fazendo uma técnica de discretização espacial ao criar uma superfície tri-dimensional, ao invés de formas geométricas como cones e cilindros. A propósito, a Figura 2.29, mostra uma comparação entre o método tridimensional e o método dos cones múltiplos proposto por esses autores. A conclusão a que chegaram com o estudo foi que o método analítico pode gerar bons resultados quando comparado a modelos computacionais mais complexos, principalmente com relação à economia de tempo.

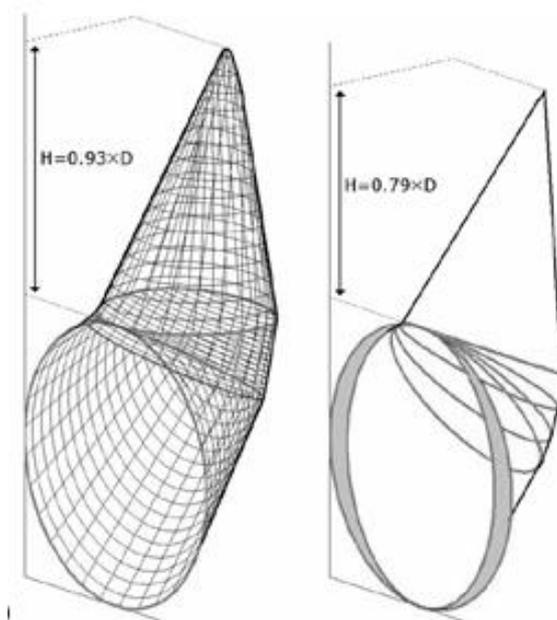


FIGURA 2.29 – Representação do mecanismo de ruptura (Mollon et al. 2009)

2.10 Método dos elementos finitos (MEF) na engenharia

Este método consiste em uma análise matemática que promove a discretização de um meio contínuo em pequenos elementos, mantendo as mesmas propriedades do meio original, como representado na Figura 2.30. Para chegar aos resultados desejados, esses pequenos elementos são descritos por equações diferenciais e resolvidos por modelos matemáticos (SOUZA, 2003).

O desenvolvimento do Método dos Elementos Finitos (MEF) propõe utilizar funções de aproximação para resolver problemas matemáticos, mas que pouco progrediu por causa da dificuldade na resolução das equações algébricas. Assim, graças aos avanços tecnológicos que proporcionaram a evolução computacional, bem como a criação de softwares específicos para uso da geotecnia, o uso do MEF ganhou força, passando a processar modelos complexos na área de mecânica dos solos.

Uma boa análise do MEF, que depende do uso adequado da ferramenta e da precisão nos dados de entrada, pode produzir resultados bastante aceitáveis para o uso prático de problemas de engenharia geotécnica. A simulação do comportamento do solo permite um melhor entendimento do problema pelo engenheiro, permitindo-lhe quantificar os efeitos das propriedades do material e as condições de carregamento (interno e externo).

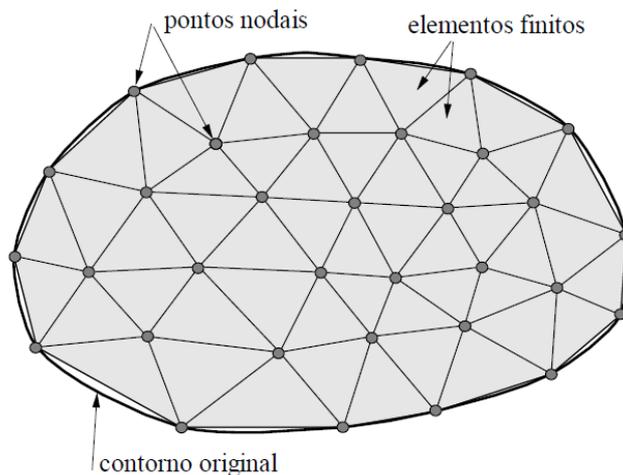


FIGURA 2.30 - Malha de elementos finitos. (Souza, 2003)

A subdivisão em elementos finitos deixa a formulação do MEF mais simples, podendo ser representada por um somatório de integrais estendido a subdomínios de geometria simples, em que a integral corresponde a integral de volume de uma função f (Equação 2.31).

$$\int_V f \, dV = \sum_{i=1}^n \int_{V_i} f \, dV \quad (2.31)$$

Segundo Azevedo (2003), no MEF, a formulação que fornece o melhor resultado é a que se baseia no princípio dos trabalhos virtuais, em que se considera um corpo sujeito a forças que provocam uma deformação e a partir do momento em que seu estado de equilíbrio estático seja perturbado, considera-se um conjunto de deslocamentos muito pequenos que se definem por deslocamentos virtuais.

O trabalho realizado pelas tensões internas na deformação virtual do corpo é igual ao trabalho realizado pelas forças exteriores nos deslocamentos virtuais, definindo o princípio de trabalho virtual ou deslocamentos virtuais, como na Equação 2.32.

$$\text{Trabalho Interno} = \text{Trabalho Externo} \quad (2.32)$$

A análise por elementos finitos começa a partir da geração da malha de elementos finitos, definindo o modelo geométrico e atribuindo propriedades aos materiais. Depois disso, são definidas as condições de tensões às quais o modelo será submetido, as fases de tensões do modelo e também as condições iniciais de proressões e adensamentos, além das futuras escavações, alívios de tensões ou sobrecargas. Uma vez definido o modelo, bem como a

malha de elementos e as condições às quais o modelo está submetido, obtêm-se os resultados de possíveis deformações que podem ocorrer e a formação de mecanismos de plasticidade, determinando se o modelo está suscetível a falhas ou não. Esse modelo por elementos finitos segue os princípios de tensão e deformação, como por exemplo, a lei de Hooke (Equação 2.33).

$$\{\sigma\}=[C]\{\varepsilon\} \quad (2.33)$$

Onde:

$\{\sigma\}$: matriz (coluna) de tensões

$\{\varepsilon\}$: matriz (coluna) de deformações

$[C]$: matriz relacional tensão-deformação

A aplicação das tensões em um ponto infinitesimal, definido no espaço (xyz), está representada na Figura 2.31.

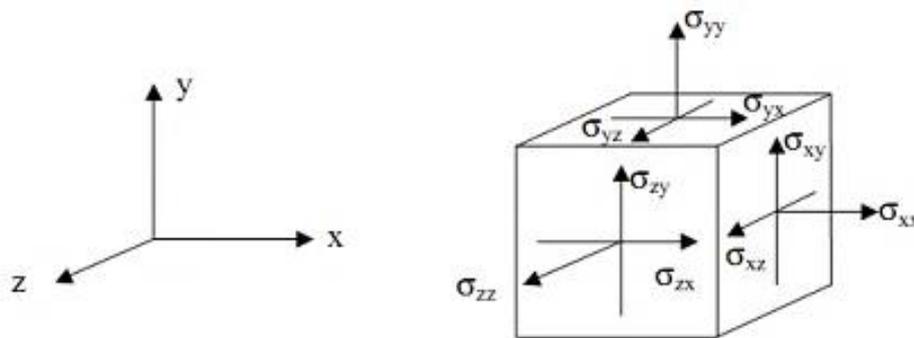


FIGURA 2.31- Plano e definição das tensões em um ponto infinitesimal. (Azevedo, 2003)

A Figura 2.32 mostra um exemplo de execução de túnel em que o alívio de tensões pode gerar deformações e possíveis falhas do material.

Destaca Tavares (2005) que as principais vantagens dos elementos finitos consistem no fato de que: as propriedades dos materiais não precisam ser necessariamente as mesmas em elementos adjacentes, o que possibilita utilizar diversos materiais; os elementos finitos irregulares podem ser aproximados utilizando fronteiras curvas; e o tamanho dos elementos pode ser variado, permitindo adaptações ao gradiente da função.

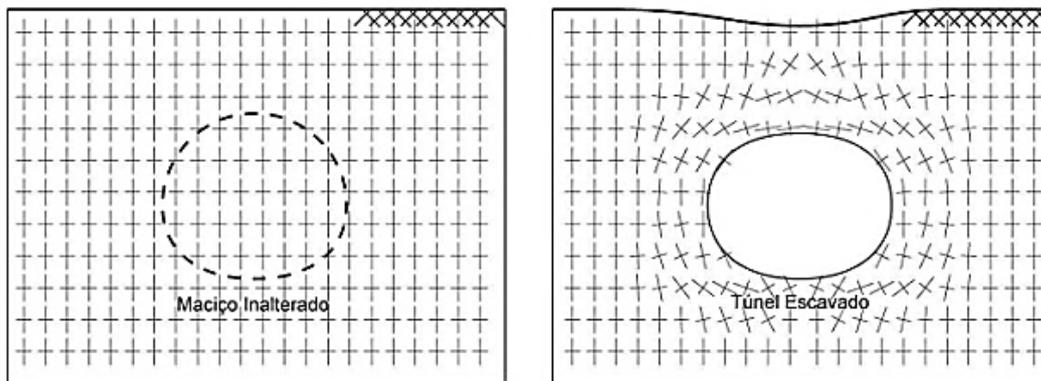


FIGURA 2.32 -Exemplo do estudo de tensão-deformação por elementos finitos (Tavares, 2005)

Já a principal desvantagem, segundo Tavares (2005), está na dificuldade computacional, o que impediu seu uso durante décadas. Quanto mais a tecnologia avança, mais essa desvantagem vai sendo minimizada e a utilização do método dos elementos finitos vai se tornando cada vez mais fácil.

A propósito, dentre os vários softwares utilizados atualmente na geotecnia, destaca-se o software Plaxis, que possui várias aplicações, inclusive ferramentas exclusivas para a modelagem de túneis, com obtenção de resultados através de análises numéricas. Por isso mesmo, este estudo recorreu a essa ferramenta.

2.11 Software Plaxis

O software Plaxis desenvolvido pela empresa de mesmo nome baseia-se no uso do método dos elementos finitos e foi desenvolvido para análises de estabilidade, deformações do solo e também para definir o fluxo de água pelo maciço. O desenvolvimento do software começou em 1987, na Universidade Tecnológica de Delft, localizada na Holanda (BRINKGREVE, et al. 2012). O software Plaxis é constituído por uma estrutura subdividida nestes três programas:

- “Plaxis input” (definição da geometria): neste momento é feita a representação física do problema estudado, representando as camadas de solos existentes e suas características

geotécnicas, os carregamentos e os elementos estruturais que possam existir (Figura 2.33 e Figura 2.34).

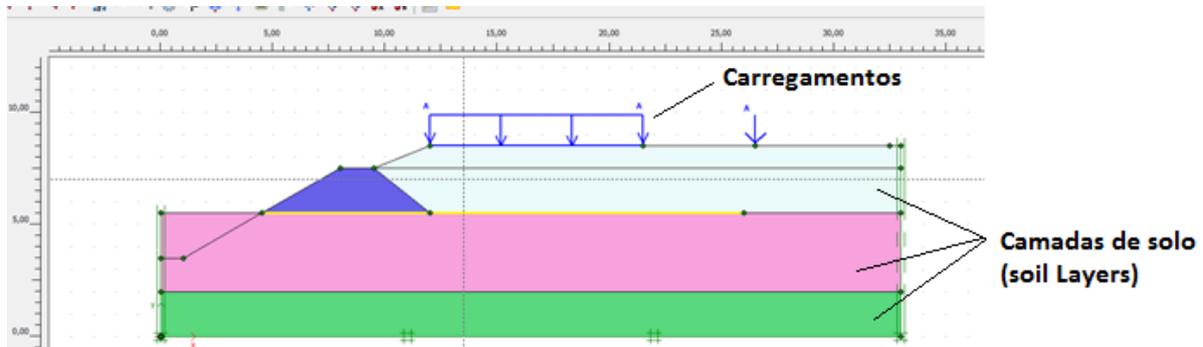


FIGURA 2.33 - Representação das camadas de solo e carregamentos

Como dado de entrada, deve-se gerar a malha de nós que no software usado pode ser dividido em um elemento triangular com seis ou quinze nós, como mostrado na Figura 2.35. Além disso, há a possibilidade de refinar a malha, dividindo as áreas de interesse e aumentando o número de elementos em uma área definida pelo próprio usuário.

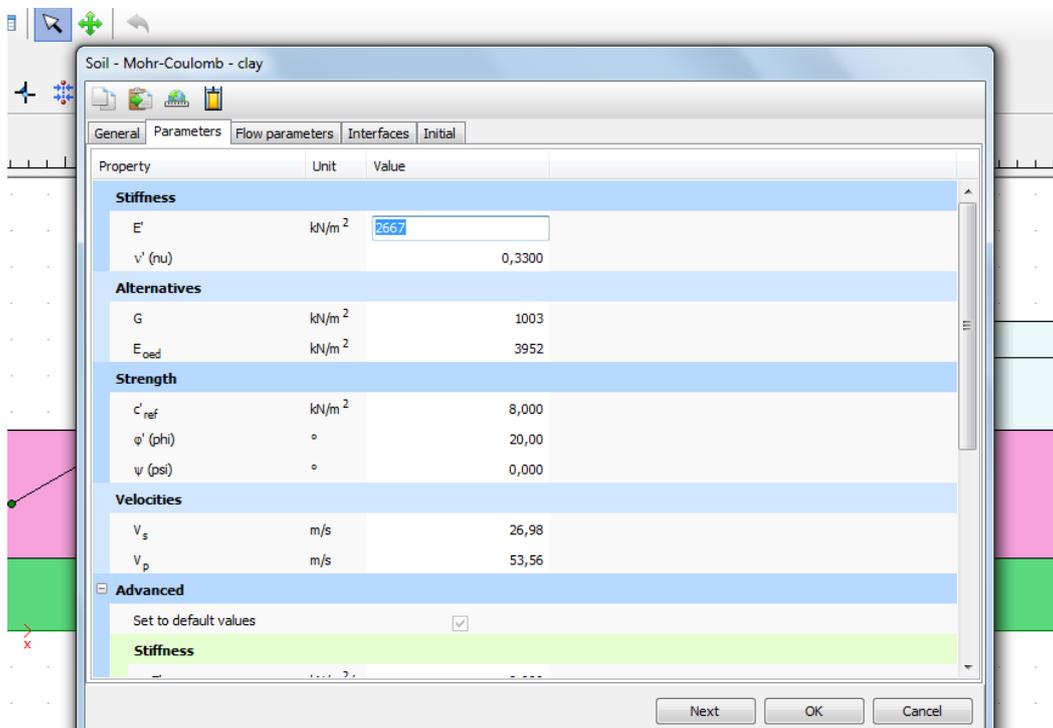


FIGURA 2.34 - Representação da caixa de entrada dos parâmetros geotécnicos do software Plaxis.

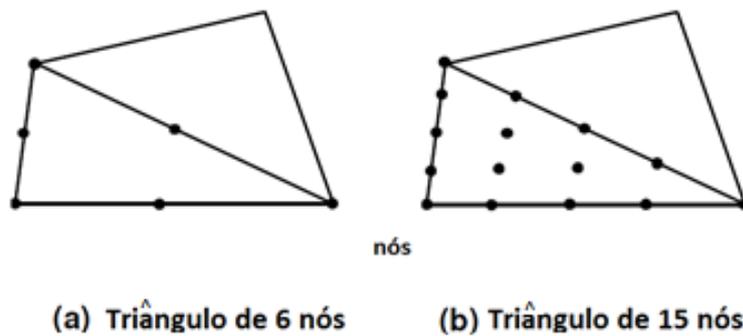


FIGURA 2.35 - Representação dos nós do elemento triângulo (modificado – Brinkgreve et al. 2012)

- “Plaxis calculation”: durante a etapa de cálculos, é preciso definir a sequência construtiva do projeto para sequencialmente definir as condições iniciais e as fases de construção. Definidas as fases de construção, é necessário definir o tipo de cálculo que o software deve executar, optando por um dos seguintes tipos: “Initial conditions” (calcula as tensões e poro-pressões iniciais), “Plastic calculation” (faz a análise de tensão-deformação), “Consolidation” (dissipação das poro-pressões através do tempo), “Dynamic analysis” (carregamentos dinâmicos) e “Safety” (determina o fator de segurança no estágio escolhido da sequência construtiva).
- “Plaxis Output”: As possibilidades dos resultados podem ser visualizadas graficamente ou em forma de tabelas, como demonstram as Figuras 2.36, podendo ser representadas como resultados de deslocamentos, tensões ou deformações totais ou de uma fase específica.

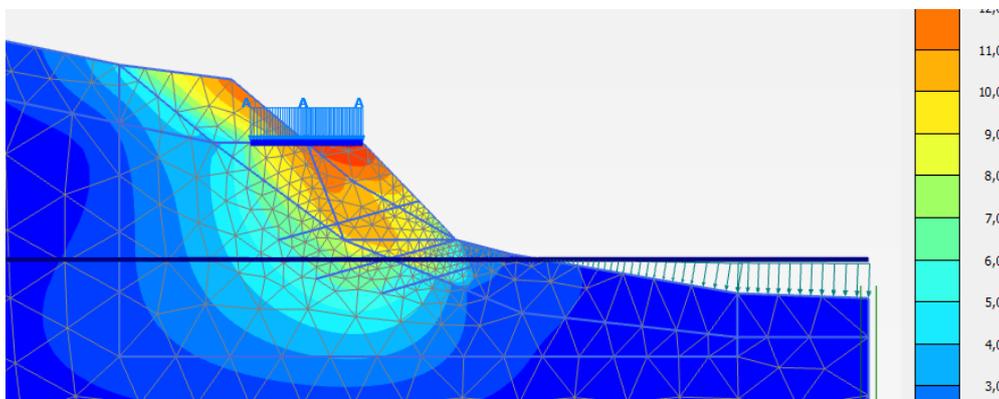


FIGURA 2.36 - Apresentação dos resultados de deformações totais do software Plaxis

2.11.1 Modelos constitutivos usados pelo software

O software Plaxis permite a escolha do modelo constitutivo que irá representar o comportamento de resistência do material estudado. Com isso, pela interpretação do gráfico de tensão-deformação, pode-se usar o modelo adequado a cada tipo de faixa de solo. Este software trabalha com vários modelos, desde os mais simples como o modelo perfeitamente plástico (Mohr-Coulomb), já apresentado neste estudo anteriormente, até os modelos elasto-plásticos, mais complexos, que preveem o endurecimento a cada fase de carregamento e descarregamento (“Hardening Soil”).

Dentre os modelos constitutivos fornecidos pelo software Plaxis, destacam-se o “Soft Soil”, o “Hardening Soil” e o “Softening Soil”, vistos a seguir:

Soft soil: modelo do tipo Cam-clay, recomendado para solos moles. Segundo Sieira (2013), as principais características deste modelo são: rigidez de acordo com o nível de tensões; distinção entre carregamento primário e descarregamento/recarregamento; registro da tensão de pré-adensamento e critério de ruptura de acordo com o modelo de Mohr-Coulomb. Neste modelo, é assumida uma relação logarítmica entre as deformações volumétricas (ε_v) e a tensão efetiva (p') como mostra a figura 2.37 e expresso pela Equação 2.34

$$\varepsilon_v - \varepsilon_v^o = -\lambda^* \cdot \ln\left(\frac{p'}{p^o}\right) \quad (2.34)$$

Onde λ^* é o índice de compressão modificado.

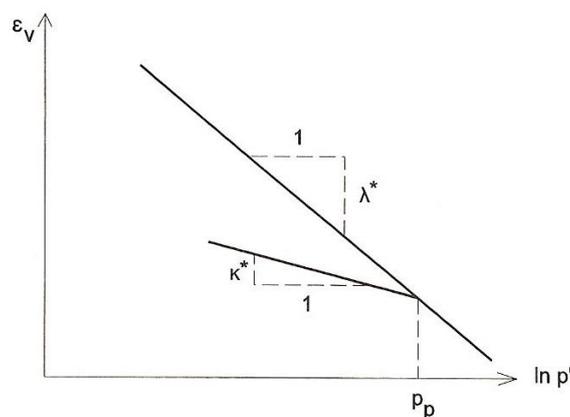


FIGURA 2.37 - Deformação volumétrica x tensão efetiva (Plaxis 2012)

Durante o carregamento e descarregamento (Figura 2.37), pode-se obter a relação entre e_v e p como mostra a Equação. 2.35.

$$\varepsilon_v^e - \varepsilon_v^{eo} = -k^* \cdot \ln\left(\frac{p'}{p^o}\right) \quad (2.35)$$

Onde k^* é o índice de expansão modificado.

Hardening soil: este modelo prevê o endurecimento do material após o descarregamento/carregamento, como mostrado na Figura 2.38. Como um modelo elasto-plástico, o modelo “hardening soil” também contempla a plasticidade do material antes da ocorrência da ruptura.

Para definir o módulo de rigidez (E) do material, é preciso definir E_{50} (módulo de deformabilidade de referência, correspondente a uma pressão confinante de referência p). A relação de dependência entre o módulo de deformabilidade E_{50} e a tensão menor σ'_3 , é dada pelo parâmetro m , que pode ser obtido em ensaio triaxiais como ilustrado na Figura 2.39. E_{ur} é o módulo de deformabilidade utilizado para determinar o comportamento do maciço sob condições de descarregamento e recarregamento, sendo também função do nível de tensão, e E_{oed} , parâmetro adquirido através do ensaio oedométrico.

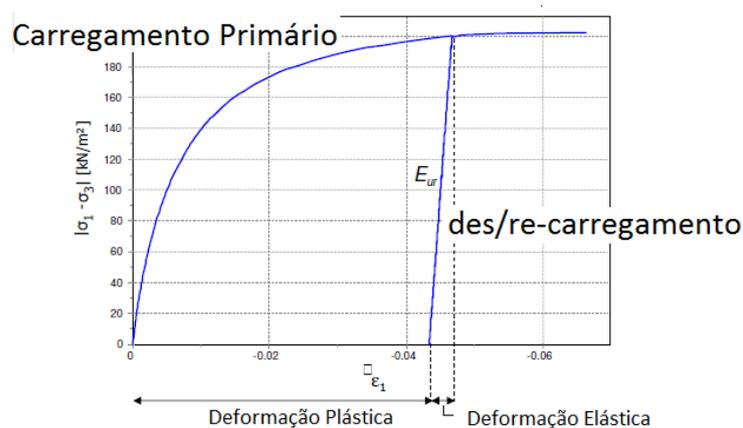


FIGURA 2.38 - Representação de curva tensão x deformação de um carregamento primário (Modificado- Brinkgreve et al. 2012)

A influência do confinamento, bem como a definição do módulo de rigidez (E), se dá pela equação 2.36.

$$E = E^{ref} \left(\frac{c \cos\varphi - \sigma}{c \cos\varphi - \rho_{ref} \sigma} \right)^m \quad (2.36)$$

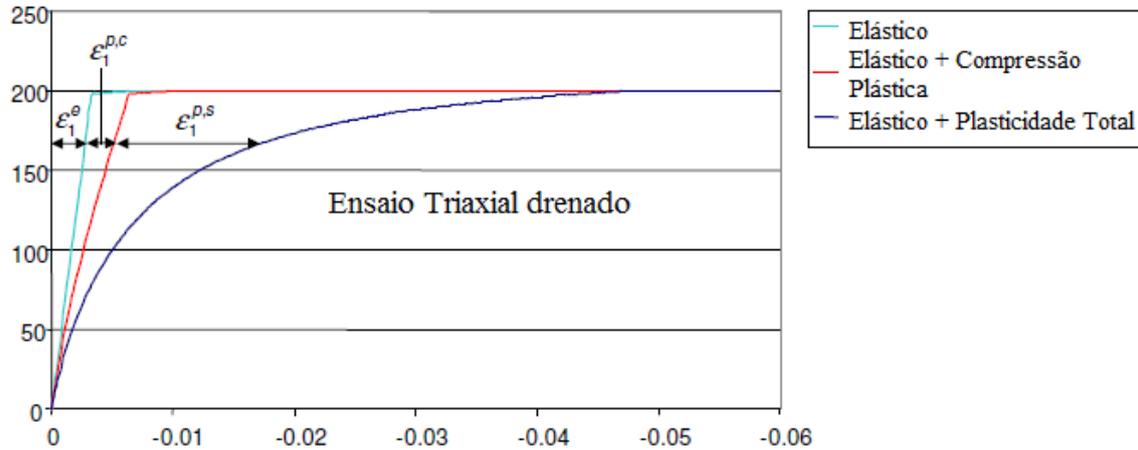


FIGURA 2.39 - Tensão x deformação (Modificado- Brinkgreve et al. 2012)

Softening soil (elástico-linear com amolecimento): neste modelo constitutivo, a tensão de plastificação e a resistência a sollicitações diminuem quando atingidas, como se pode observar no Figura 2.40.

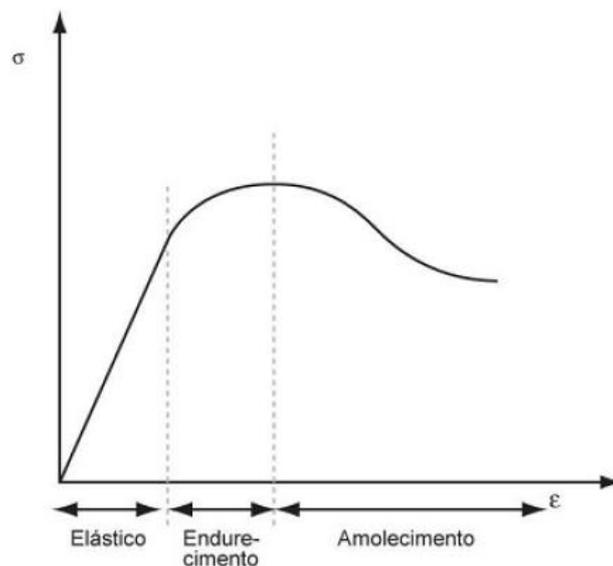


FIGURA 2.40 - a/b: Tensão x deformação. (Modificado- Brinkgreve et al. 2012)

2.11.2 Fator de segurança (FS)

Existem diferentes maneiras de determinar o fator de segurança e a escolha do melhor método para um projeto depende do julgamento do projetista. Os métodos mostrados a seguir são os mais usuais na engenharia geotécnica, sendo que o método usado pelo software Plaxis é o da redução dos parâmetros de resistência de c/ϕ .

- Método do fator de resistência (Equação 2.37).

$$FS = \frac{\text{resistência do solo}}{\text{resistência de solo mobilizada}} \quad (2.37)$$

- Método do fator de carregamento (Equação 2.38).

$$FS = \frac{\text{carregamento de ruptura}}{\text{carregamento de trabalho}} \quad (2.38)$$

- Método de redução de c/ϕ : neste método, os parâmetros de resistência do material são reduzidos até que o mecanismo de ruptura tenha se estabelecido, como mostra a Figura 2.42, o fator de segurança é dad pela Equação 2.39

$$FS = \frac{tg\phi}{tg\phi_{reduzido}} \text{ ou } = \frac{c}{c_{reduzido}} \quad (2.39)$$

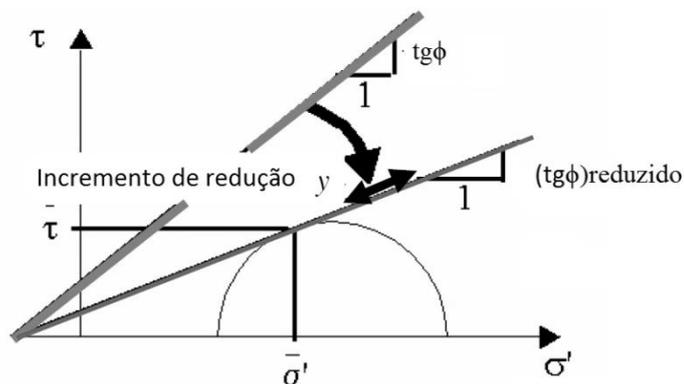


FIGURA 2.37 - Definição do método de FS por redução de c/ϕ . (Modificado- Brinkgreve et al. 2012)

3 MATERIAIS E MÉTODOS

O presente estudo traz a análise da estabilidade de um túnel genérico escavado em solos argilosos e areias. O túnel escolhido para estudo tem um diâmetro de 6 m e foi escolhido por representar bem um túnel raso escavado em solo. O reforço da face, como o uso de enfilagens e muros de empuxo, que são definidos em projetos mostrados no próximo capítulo, não serão contemplados nesse estudo, já que os modelos matemáticos não os consideram. Não está prevista a parcialização da escavação, portanto, considera-se uma escavação de face plena onde é definida a pressão que deve ser aplicada nessa face para que se mantenha estável, assim como demonstrado nos modelos matemáticos propostos por Leca e Dormieux (1990) e Mollon et al. (2009), ambos apresentados no Capítulo 2.

As seções escolhidas para análises da estabilidade foram idealizadas a partir de um caso real, porém os resultados aqui obtidos não representam necessariamente os resultados utilizados para projeto de implantação do túnel de desvio do Rio Joana. O túnel de desvio do Rio Joana, que será construído pela Prefeitura do Rio de Janeiro, serviu de exemplo para as análises desse trabalho, porém situações hipotéticas foram contempladas para que o trabalho pudesse apresentar resultados mais amplos, além do caso específico do túnel proposto.

Como fonte de estudo foi escolhido a frente de escavação que está localizada próxima ao poço de emboque “A” onde as seções iniciais do túnel, objeto do presente estudo, começam próximo da Avenida Rotary Internacional (avanço para montante) e da Rua Dom Meinrado (avanço para Jusante), no canteiro central.

Na Figura 3.1 está a indicação das seções estudadas A-A e B-B. A escolha dessas seções se justifica principalmente porque elas abrangem diferentes tipos de solo (argila e areia), o que dará maior abrangência aos resultados obtidos. Portanto, a relação do diâmetro do túnel e cobertura (C/D), bem como os parâmetros geotécnicos de resistência foram variados, conforme aqui apresentado.

São comparados os resultados obtidos por modelos analíticos e por elementos finitos, dentro os quais aqueles de Leca e Dormieux (1990), Mollon et al (2009) com o software Plaxis 3D.

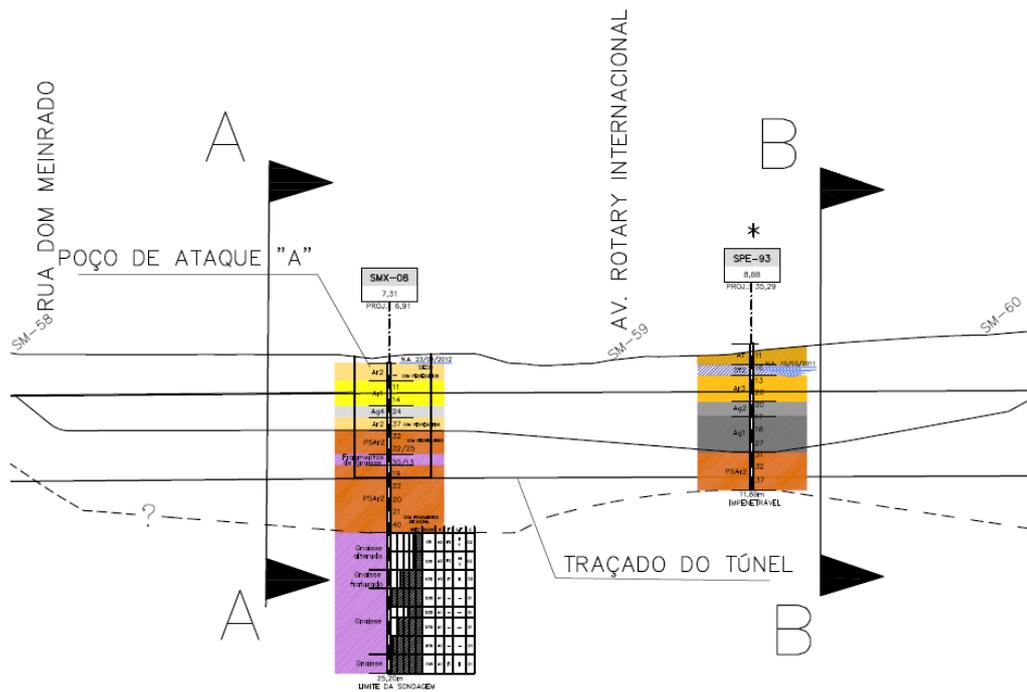


FIGURA 3.1- Seções estudadas (A-A e B-B). (Modificado, acervo Terratek, 2013)

As formulações matemáticas foram desenvolvidas com o auxílio de softwares de computação algébrica, nesse caso o software Matlab que fornece uma linguagem computacional muito utilizada em pesquisas acadêmicas. O modelo apresentado por Mollon et al (2010) e a programação feita no Matlab dos mesmos autores, foi adquirida gratuitamente no site provido por Guilhem Mollon em <http://guilhem.mollon.free.fr>. A utilização do software Plaxis foi cedida pela empresa Terratek Tecnologia Ltda.

O modelo proposto por Leca e Dormieux (1990) foi representado no modelo computacional, para o estudo de sensibilidade dos parâmetros utilizando-se dos Softwares Matlab e Excel.

Os modelos analíticos (Análise Limite - Limite Superior) preveem somente um túnel escavado em solo homogêneo e sem interferência do lençol freático, portanto para tais modelos será considerada uma relação ponderada dos materiais.

Os estudos contemplados nesse trabalho foram a obtenção dos valores de tensões de terra (σ_T), para o modelo de escavação da face plena com o uso das EPBs, obtidos pelos três métodos proposto e a sua comparação e análises. Para os modelos que não requerem força aplicada na face, ou seja, o maciço se encontra estável mediante a escavação, não precisando de suporte, foram comparados os valores dos Fatores de Segurança, obtidos pelo método de redução de c e ϕ (Equações 3.1 e 3.2).

$$FS_{\phi} = \frac{tg\phi}{tg\phi_{reduzido}} \quad (3.1)$$

$$FS_c = \frac{c}{c_{reduzido}} \quad (3.2)$$

O fator de segurança escolhido será o menor valor resultante dentre os obtidos pelas equações acima. Uma tabela foi utilizada para aferir os resultados obtidos para diferentes parâmetros do solo e relações C/D e apresentadas no Capítulo 5.

Diversos estudos foram feitos para diferentes parâmetros de resistência dos materiais, abrangendo parâmetros adotados para argilas e areias, além de variar a relação cobertura por diâmetro (C/D). Nestes estudos foi fixado o valor do diâmetro do túnel estudado em 6m e variaram-se os valores da cobertura conforme apresentado na Tabela 3.2.

Os resultados obtidos para os diversos modelos e para as diferentes situações estudadas estão apresentados em forma de figuras (dados de saída do software), no Anexo I.

TABELA 3.1 - Parâmetros utilizados nas comparações dos métodos

	Dados da Geometria			Parâmetros do Material			
	C (m)	C/D	σ_s (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	γ (kN/m ³)	E (kPa)
Estudo 1	2,0	0,33	0,0	25	0	18,0	35000
Estudo 2	2,0	0,33	0,0	35	0	18,0	35000
Estudo 3	2,0	0,33	0,0	35	5,0	22,0	35000
Estudo 4	2,0	0,33	0,0	25,0	10,0	20,0	35000
Estudo 5	2,0	0,33	0,0	35,0	10,0	20,0	35000
Estudo 6	2,0	0,33	0,0	40,0	10,0	20,0	35000
Estudo 7	3,0	0,50	0,0	35,0	0	18,0	35000
Estudo 8	3,0	0,50	0,0	35,0	10,0	20,0	35000
Estudo 9	6,0	1,00	0,0	30,0	0,0	18,0	35000
Estudo 10	6,0	1,00	0,0	40,0	5,0	20,0	35000
Estudo 11	6,0	1,00	0,0	40,0	10,0	18,0	35000
Estudo 12	12,0	2,00	0,0	30,0	0,0	20,0	35000
Estudo 13	12,0	2,00	0,0	35,0	10,0	22,0	35000
Estudo 14	12,0	2,00	0,0	40,0	10,0	24,0	35000
Estudo 15	2,0	0,33	0,0	28,0	20,0	18,0	35000
Estudo 16	3,0	0,50	0,0	15,0	30,0	16,0	47000
Estudo 17	2,0	0,33	0,0	20,0	20,0	16,0	47000
Estudo 18	2,0	0,33	0,0	15,0	30,0	16,0	47000
Estudo 19	3,0	0,50	0,0	28,0	20,0	18,0	47000
Estudo 20	3,0	0,50	0,0	20,0	20,0	16,0	47000

3.1 Estudo paramétrico para verificação da sensibilidade dos parâmetros

Neste estudo propõe-se analisar entre os parâmetros de resistência do material (coesão, ângulo de atrito), o peso específico e a profundidade relativa (C/D), para saber qual deles possui maior influência na estabilidade da escavação de um túnel em solo. Para isso foi gerada uma planilha eletrônica utilizando o Microsoft Excel, separado em quatro grupos de análises, os quais são apresentados a seguir. Os resultados serão apresentados no Capítulo 4. Com os dados de entradas, ϕ' (ângulo de atrito efetivo), c' (coesão efetiva), γ (peso específico, C (cobertura de solo), D (diâmetro) e σ_s (pressão de sobrecarga na superfície), pode-se obter valores de fatores de segurança (FS) por meio da Equação 3.3.

$$FS = \frac{Q_t}{N_s Q_s + N_\gamma Q_\gamma} \quad (3.3)$$

Onde os termos da equação N_s e N_γ (equações 2.27 e 2.28)

Q_t , Q_s e Q_γ (equações 2.22, 2.23 e 2.24)

Os quatro grupos idealizados podem ser resumidos conforme descritos a seguir:

- Grupo 1 – Valores de coesão efetiva variando entre 1 e 20 kPa em incrementos unitários para três valores de ϕ' (16°; 25°; 35°), os demais parâmetros foram fixados: C/D=0,33; $\gamma=16$ kN/m³.
- Grupo 2 – Valores de ângulo de atrito efetivo variando entre 26 e 54° em incrementos de 2° para três valores de c' (1 kPa; 5 kPa; 15 kPa), os demais parâmetros foram fixados: C/D=0,33; $\gamma=16$ kN/m³.
- Grupo 3 – Valores de peso específico variando entre 11 e 30 kN/m³ em incrementos unitários para três tipos de solos diferentes: Solo 1 ($c'=5$ kPa e $\phi'=30^\circ$); Solo 2 ($c'=10$ kPa e $\phi'=25^\circ$) e Solo 3 ($c'=25$ kPa e $\phi'=20^\circ$), os demais parâmetros foram fixados: C/D=0,33; $\gamma=16$ kN/m³.
- Grupo 4 – Valores de C/D variando entre 0,0 $\bar{6}$ e 1 em incrementos de 0,0 $\bar{3}$ para três valores de ϕ' (30°; 25°; 20°), os demais parâmetros foram fixados: $\gamma=16$ kN/m³ e $c'=5$ kPa.

Esses parâmetros foram escolhidos por representarem os parâmetros de resistência dos materiais encontrados na área de estudo através de ensaio de sondagem SPT

3.2 Determinação do fator de segurança da estabilidade da frente de escavação do túnel e sensibilidade ao erro

No capítulo 4 será apresentado um estudo de caso, referente ao túnel do rio Joana, objeto base de estudo desta dissertação. Pelas informações contidas no referido capítulo, obtidas dos relatórios de projeto, foi considerada uma seção de referência para estudo, considerando três tipos de solo: areia sedimentar, areia residual e argila arenosa, cujas características estão apresentadas na Tabela 3.1.

TABELA 3.2 - Características físicas do três tipos de solos considerados

	Areia Sedimentar	Areia Residual	Argila Arenosa
ϕ' (°)	30	35	28
c' [kPa]	10	5	15
γ [kN/m ³]	16	18	15

Foi analisada uma seção padrão do túnel com 6 m de diâmetro e cobertura de 3,5 m, utilizando o método proposto por Leca e Dormieux (1990) e considerando separadamente os três tipos de solo apresentados anteriormente. Devido à falta de informações mais precisas, consequência da insuficiência de ensaios, estimou-se uma incerteza de $\pm 20\%$ separadamente para cada um dos fatores de influência, sejam eles, ângulo de atrito, coesão efetiva, peso específico. Também foi considerada uma incerteza de $\pm 20\%$ na profundidade relativa (C/D), devido a irregularidades no terreno. Este valor de incerteza de $\pm 20\%$ é usualmente considerado pelas empresas projetistas para projetos de túneis em solo. Em último caso, foi feito um estudo da pior e da melhor condição com a incerteza de todos os fatores agindo em conjunto. Os resultados destas análises estão apresentados no Capítulo 5, subseção 5.2

4 ESTUDO DE CASO

O túnel de desvio do rio Joana tem a função de escoar as águas pluviais acumuladas pelo rio durante a temporadas de chuva na cidade do Rio de Janeiro. Além da própria vazão o túnel irá receber águas de outros rios, como a vazão extrapolada do rio Maracanã, por exemplo. O túnel do desvio do rio Joana será executado pelo método convencional também conhecido como NATM, e prevê seções típicas de túneis circulares que serão mostradas posteriormente.

O estudo de caso a ser analisado será descrito apresentando-se a geologia local com uma interpretação geológica-geotécnica, além de informações pertinentes aos projetos como: as seções típicas a serem estudadas, os tipos de reforços propostos pela projetista, a locação da instrumentação e de drenagens previstos em projeto. Serão apresentados, ainda, os tipos de solos estudados e os parâmetros utilizados nos cálculos.

4.1 Introdução ao Estudo de Caso

A bacia hidrográfica do Canal do Mangue é a principal ligação entre as zonas norte e sul e o centro da cidade do Rio de Janeiro como ilustrado na Figura 4.1. A bacia se constitui na área de alagamento mais problemática da cidade, sendo sempre motivo de preocupação das autoridades responsáveis pelo controle de enchentes da cidade.



FIGURA 4.1 - Bacia Hidrográfica do Canal do Mangue (Prefeitura do RJ, 2013)

Devido ao grande progresso e crescimento urbano, as enchentes vêm ocorrendo desde os anos 50, inclusive nas partes mais baixas da cidade, como ilustrado na Figura 4.2.



FIGURA 4.2 - Inundação do Canal do Mangue nos anos 50 (Prefeitura do RJ, 2013)

As enchentes que ocorrem no local abordado neste estudo podem ter também uma explicação geológica, já que a topografia da região (Figura 4.3) faz com que as águas pluviais adquiram altas velocidades fazendo com que cheguem rapidamente às partes baixas sobrecarregando as redes de escoamento. Grandes vazões de água somadas aos problemas que as grandes cidades proporcionam fazem com que esses incidentes ocorram cada vez mais frequentemente.

A Prefeitura do Rio de Janeiro, por meio da Secretaria Municipal de Obras e da Fundação Rio Águas, tem um projeto onde está prevista uma série de medidas visando à solução desse problema. Dentre tais medidas, destacam-se a execução de grandes reservatórios escavados para acumular temporariamente o excesso de volume de água e o desvio do rio Joana por um túnel que terá uma seção aproximada (equivalente) a 38 m² e capacidade de vazão aproximada de 100 m³/s.

O rio Joana nasce junto ao pico do Andaraí, a 600 m de altitude e tem 5,5 km de extensão. Ele acompanha, em seu trajeto atual, a rua Maxwell até derivar para o rio Maracanã próximo à praça da Bandeira.



FIGURA 4.3 - Influência da topografia na inundação do Canal do Mangue (Prefeitura do RJ, 2013)

O túnel de desvio do rio Joana constitui fator fundamental para a solução dos históricos alagamentos de toda essa área. A implantação do projeto vai desviar parte da vazão total do rio Maracanã para o rio Joana na altura da Praça Varnhagem passando pela rua Felipe Camarão até encontrar com o rio Joana (Figura. 4.4). Com isso será necessário desviar o rio do seu traçado atual pela execução de um túnel, escavado sob os morros de São Cristóvão e da rua Fonseca Telles. Do outro lado do túnel, o rio Joana seguirá em galeria fechada até desaguar na baía de Guanabara (Figura 4.5).



FIGURA 4.4 - Projeto de desvio de parte da vazão do Rio Maracanã e desvio do Rio Joana. (Prefeitura do RJ, 2013)



FIGURA 4.5 - Desvio do Rio Joana até o destino de desaguar na Baía de Guanabara (Prefeitura do RJ, 2013)

A área de estudo desse trabalho está centrada no poço A e no seu entorno. O poço de arranque A e as seções iniciais do túnel situam-se no canteiro central de obra em São Cristóvão entre a Rua Dom Meinrado e Av. Rotary Internacional como se observa na Figura 4.6.

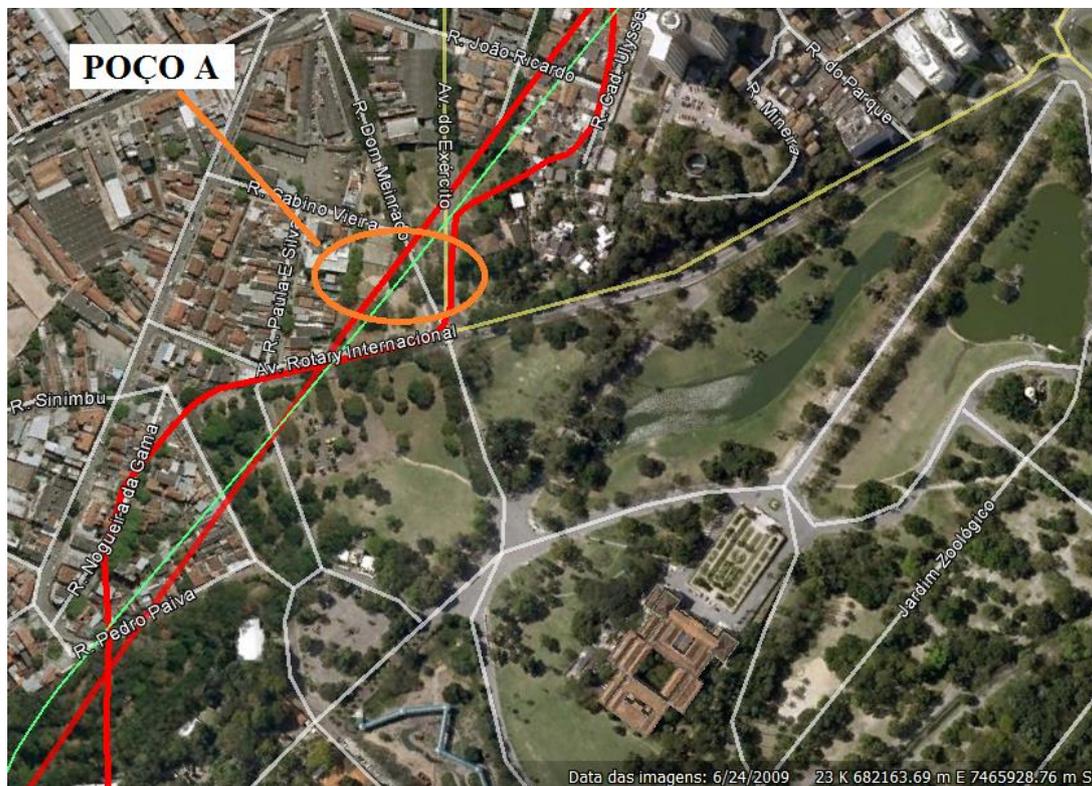


FIGURA 4.6 - Poço A e seu entorno (Modificado Google Earth, 2013)

Na zona do Poço A e seções de arranque do túnel não foram detectadas interferências no subsolo que condicionem a solução em NATM, tampouco a altimetria da sua rasante. Nesta zona definiu uma rasante à cota altimétrica aproximada de 2,0 m e uma cobertura de 3,5 m.

4.2 Geologia e perfil geotécnico

A geologia do local foi determinada pela realização de sondagens mistas com recuperação de amostras e a realização de ensaios SPT. Do cruzamento entre as sondagens e a análise visual das amostras resultou a seguinte classificação:

- Aterro (AT): Materiais de origem tecnogênica lançados para alteamento e regularização do terreno. O geomaterial é caracterizado por areias argilosas, fofas e pouco compactas e argilas arenosas, moles a rijas, de cor marrom, eventualmente com pedregulhos.
- Areias Sedimentares (Ar1/Ar2/Ag4): Materiais essencialmente arenosos, exceto o classificado como Ag4 que se apresenta essencialmente argiloso.
- Areias Residuais (PSAr2): Materiais arenosos resultantes do intemperismo avançado de rochas do maciço rochoso, de natureza argilosa e arenosa, podendo apresentar estruturas reliquiares da rocha matriz, encontradas também no meio do maciço, em zonas mais fraturadas e fragmentadas da rocha sã. O geomaterial é caracterizado por areias argilo-siltosas, siltes arenosos ou siltes areno-argilosos.
- Gnaisse: Gnaisses do Proterozoico médio e superior atravessados por veios de quartzo e, localmente, por maciços graníticos. Os maciços rochosos são geralmente capeados por solos de alteração em diferentes estágios de evolução. Nos primeiros metros, o gnaisse apresenta-se alterado com uma porcentagem de recuperação da ordem de 30%, valor do RQD entre 0%-30%, grau de alteração A3, grau de faturamento F2 e grau de coerência C2.

O perfil geológico-geotécnico (Figura 4.7), mostra as diferentes camadas de solo no entorno do Poço A (área de estudo). Seções transversais foram traçadas para o estudo da estabilidade

da escavação do túnel. A Figura 4.8 mostra a legenda dos materiais e as Figuras 4.9 e 4.10 apresentam um detalhamento da Figura 4.7 proporcionando uma melhor visualização.

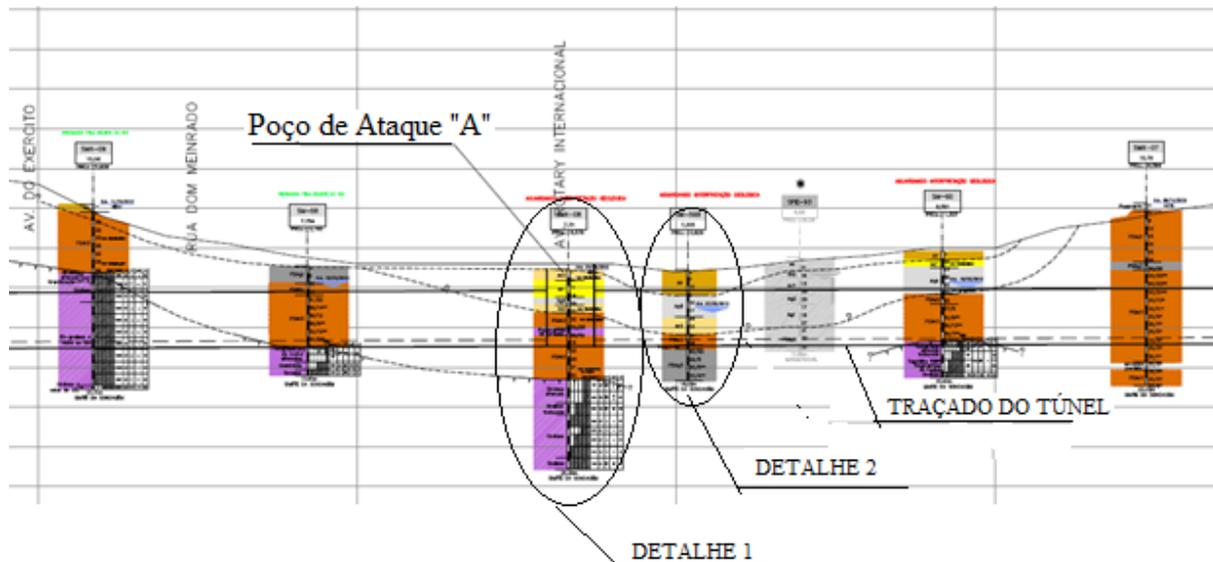


FIGURA 4.7 - Perfil Geológico-Geotécnico do trecho a ser estudado (Modificado, acervo Terratek, 2013)

ATERROS (AT)

MATERIAIS DE ORIGEM TECNOCÊNICA LANÇADOS PARA ALTEAMENTO E REGULARIZAÇÃO DO TERRENO.



AREIAS ARGILOSAS, FOFAS E POUCO COMPACTAS E ARGILAS ARENOSAS, MOLES A RIJAS, MARROM, EVENTUALMENTE COM PEDREGULHOS;

SEDIMENTOS (NÃO EXPLICITADOS)

FÁCIES ARGILOSO (Ag)



ARGILAS SILTOSAS;

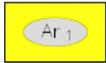


ARGILAS SILTOSAS POUCO ARENOSAS;



ARGILAS ARENOSAS;

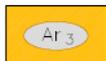
FÁCIES ARENOSO (Ar)



AREIAS FINAS, ARGILÓ-SILTOSAS;



AREIAS FINAS/MÉDIAS;



AREIAS MÉDIAS/GROSSAS, EVENTUALMENTE COM PEDREGULHOS (C);

MACIÇO ROCHOSO



GNAISSES DO PROTEROZOICO MÉDIO E SUPERIOR ATRAVESSA VEIOS DE QUARTZO E, LOCALMENTE, MACIÇOS GRANÍTICOS. OS MACIÇOS ROCHOSOS SÃO GERALMENTE CAPEADOS POR SOLOS DE ALTERAÇÃO EM DIFERENTES ESTÁGIOS DE E

SOLOS DE ALTERAÇÃO (PSA)

SOLOS RESULTANTES DO INTEMPERISMO AVANÇADO DE ROCHAS DO MACIÇO DE NATUREZA ARGILOSA E ARENOSA, PODENDO APRESENTAR ESTRUTURAS DA ROCHA MATRIZ. ENCONTRAM-SE TAMBÉM NO MEIO DO MACIÇO, EM ZC FRATURADAS E FRAGMENTADAS DA ROCHA SÃ.

FÁCIES ARENOSO (Ar)



AREIAS ARGILÓ-SILTOSAS, SILTES ARENOSOS OU SILTES ARE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO SPT < 8;



AREIAS ARGILÓ-SILTOSAS, SILTES ARENOSOS OU SILTES ARE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO SPT ENTRE 9 E 40;

FIGURA 4.8 - Legenda (baseada nas descrições dos boletins de sondagem). (Acervo Terratek, 2013)

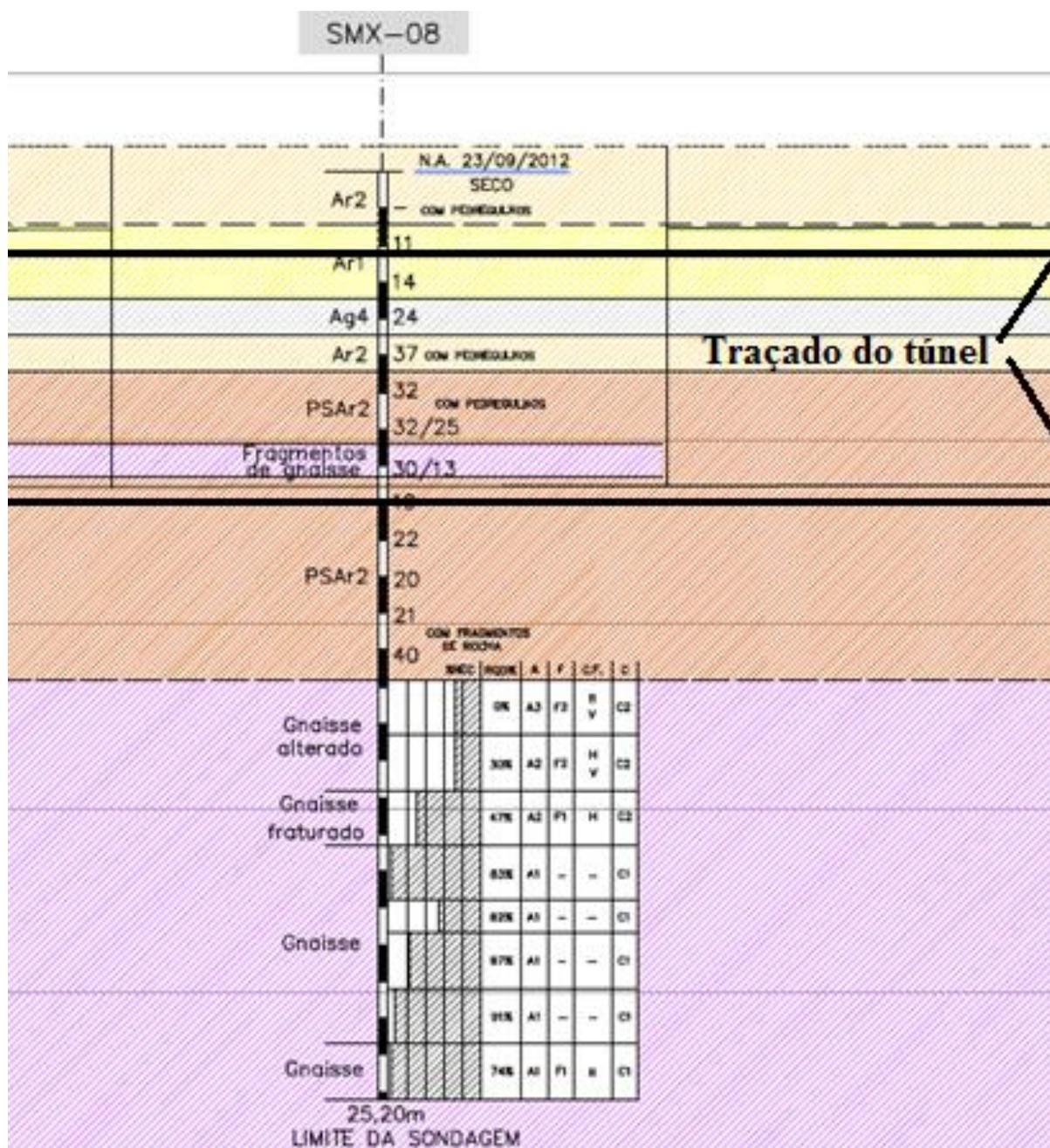


FIGURA 4.9 - Detalhe 1 – Sondagem SMX-08 (Acervo Terratek, 2013)

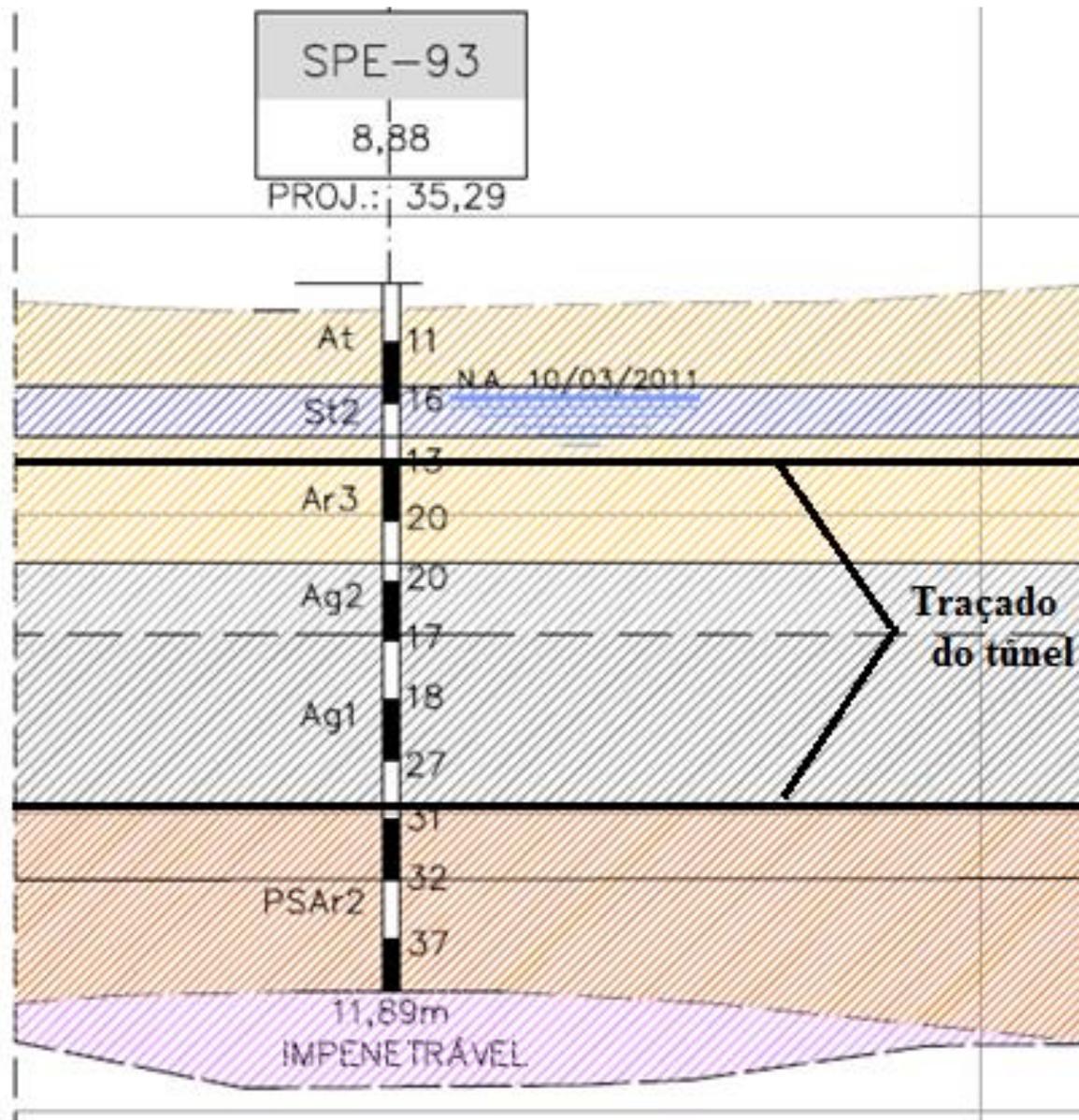


FIGURA 4.10 - Detalhe 2 – Sondagem SPE-93 (Acervo Terratek, 2013)

4.3 Descrição do túnel

O túnel de desvio do rio Joana será iniciado no próprio rio, na praça Presidente Emílio Garrastazu Médici e desembocará na baía de Guanabara, próximo à foz do canal do Mangue. Este túnel terá uma seção aproximada (equivalente) a 38 m^2 e capacidade de vazão aproximada de $100 \text{ m}^3/\text{s}$. A Figura 4.11 mostra parte da execução do túnel próximo ao emboque do poço “A” (Figura 4.12).



FIGURA 4.11 - Túnel de Desvio do Rio Joana, próximo ao emboque do poço “A”



FIGURA 4.12 - Túnel de Desvio do Rio Joana detalhe do emboque do túnel – Poço “A”

A execução do túnel se dá a partir de cinco frentes de trabalho, com cinco poços de emboques, ou shafts. Esse estudo dá ênfase ao poço de ataque “A” (Figura 4.7), onde se encontra a maior parte do túnel escavado em solo.

O túnel de desvio, com uma extensão total de aproximadamente 2.330 m, se inicia após o

poço de emboque da galeria de reforço do rio Joana e será executado em trechos em rocha, em solo e em seções mista rocha-solo. São previstas as seguintes seções típicas:

- Seção tipo ST-RA a ser aplicada em rocha pouco fraturada com área de seção de escavação de 38,14 m², com revestimento de concreto projetado, com aproximadamente 520 m de comprimento;
- Seção tipo ST-RB a ser aplicada em rocha sã ou rocha pouco fraturada com área de seção de escavação de 38,14 m², com revestimento de concreto projetado, com aproximadamente 1230 m de comprimento;
- Seção tipo ST-SR a ser aplicada na transição rocha-solo com área de seção de escavação de 46,73 m², com revestimento de concreto projetado, telas metálicas e cambotas treliçadas, com aproximadamente 160 m de comprimento;
- Seção tipo ST-SS a ser aplicada em solos, com área de seção de escavação de 46,73 m², com revestimento de concreto projetado, telas metálicas e cambotas treliçadas, com aproximadamente 150 m de comprimento.

A seção abordada neste estudo foi a seção tipo ST-SS, executada em duas fases, sendo que a primeira deixa uma bancada de auxílio na estabilidade da frente de escavação, que ainda é útil para executar o concreto projetado, no caso, manualmente (Figura 4.13 e 4.14). Na segunda etapa é executada a escavação total da face e também do “invert” (Figura 4.15), deixando a seção do túnel mais circular, o que o torna mais estável devido à distribuição de tensões nos cantos, como acontece em seções tipo ferradura ou quadrada.

Conforme definido no projeto original está prevista a instalação de cambotas metálicas treliçadas com 30 cm de concreto projetado com tela metálica, aplicado inicialmente nos emboque, ilustrados na Figura. 4.16.

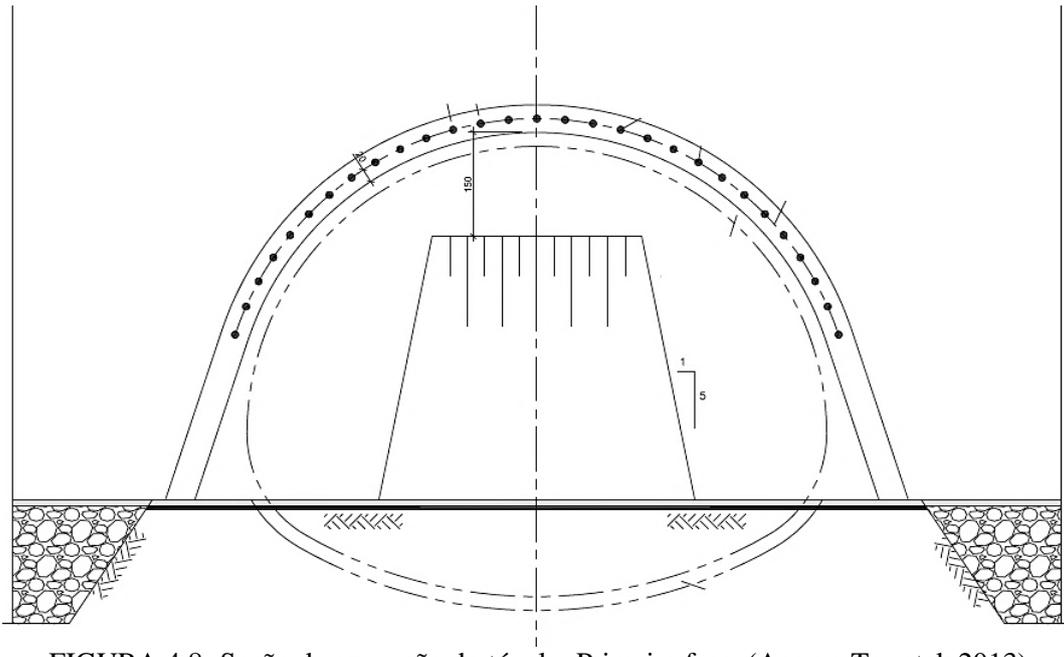


FIGURA 4.8- Seção de execução do túnel – Primeira fase. (Acervo Terratek 2013)



FIGURA 4.9 - Foto – Projeção do concreto – Detalhe do muro de suporte da face

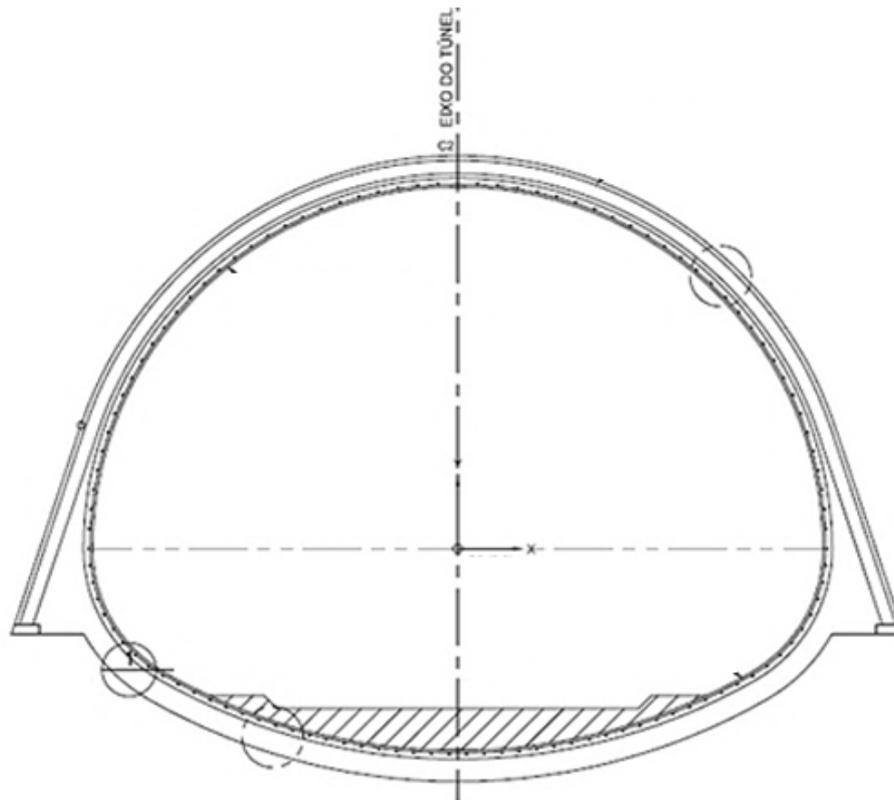


FIGURA 4.105- Seção de execução do túnel – Segunda fase. (Acervo Terratek 2013)

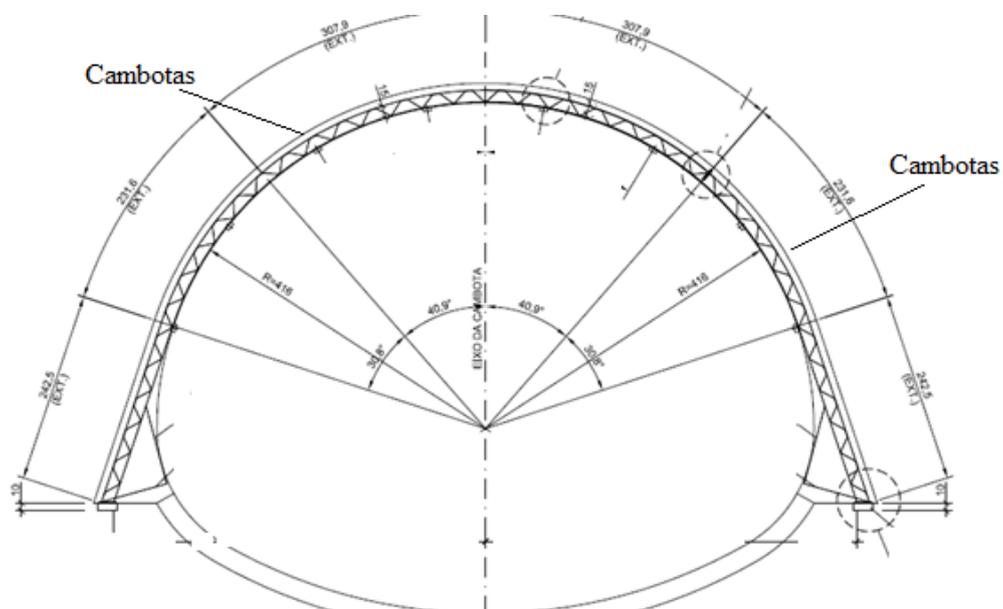


FIGURA 4.116- Seção de execução das combotas (Acervo Terratek 2013)

4.3.1 Drenagem e reforço da face

Devido ao elevado nível da água, registrado nos boletins de sondagens foi previsto em projeto o uso de drenos horizontais profundos (DHP), que são elementos que captam as águas distantes da face do túnel antes que nela aflorem. Ao captá-las, elas são conduzidas até as canaletas que dão destino para as águas captadas. Os DHPs resultam da instalação de tubos plásticos drenantes de 51 mm (2"), perfurados e recobertos por manta geotêxtil. Em outras palavras, são drenos lineares embutidos no maciço com inclinações definidas e ilustradas na Figura. 4.17.

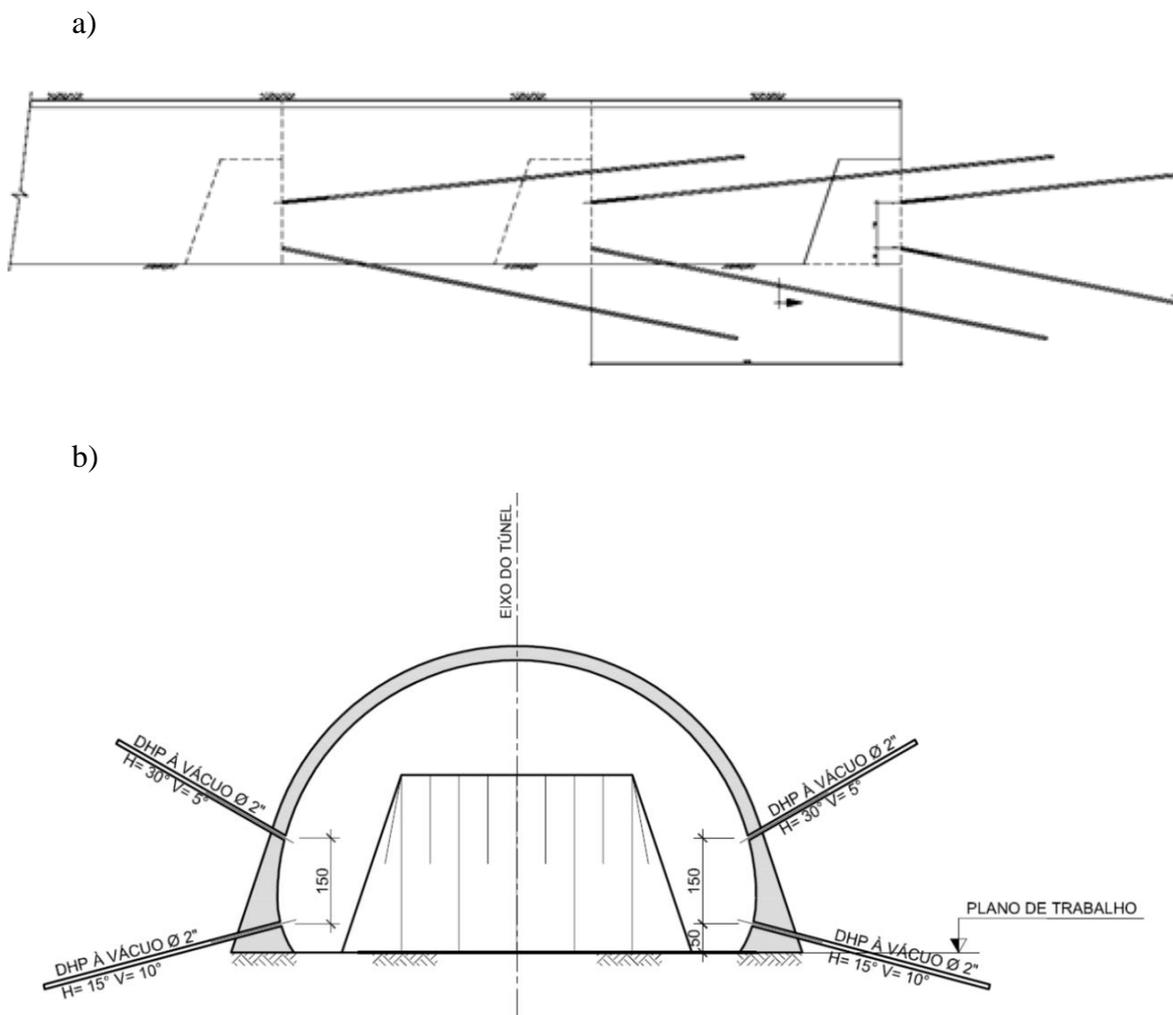


FIGURA 4.127- Detalhe da execução de DHPs na face do túnel:
a) seção longitudinal;
b) seção transversal (Acervo Terratek, 2013).

Entende-se por tratamento de face da escavação todo serviço que tenha por finalidade estabilizar o solo para evitar rupturas, reduzir a valores admissíveis as deformações e os

recalques do maciço durante a escavação, bem como dar estanqueidade ao maciço, reduzir sua permeabilidade e as pressões hidrodinâmicas (GUATTERI, et al 2002).

Nesse projeto foi escolhido o uso do “jet grouting”, tipo CCP (“Cement Churning Pile”), que é uma mistura de calda de cimento. As enfilagens têm em média 9 m de comprimento, salva exceção quando houver interferência que possa existir no subsolo, como o encanamento de água, gás etc. As enfilagens são horizontais, com inclinação definida em projeto e sobrepondo uma a outra conforme a FIG. 4.18 a. As enfilagens terão seções circulares com diâmetro de 0,50 m justapostas tipo guarda-chuva (suporte somente do teto da frente de escavação como mostrado na FIG. 4.18 b).

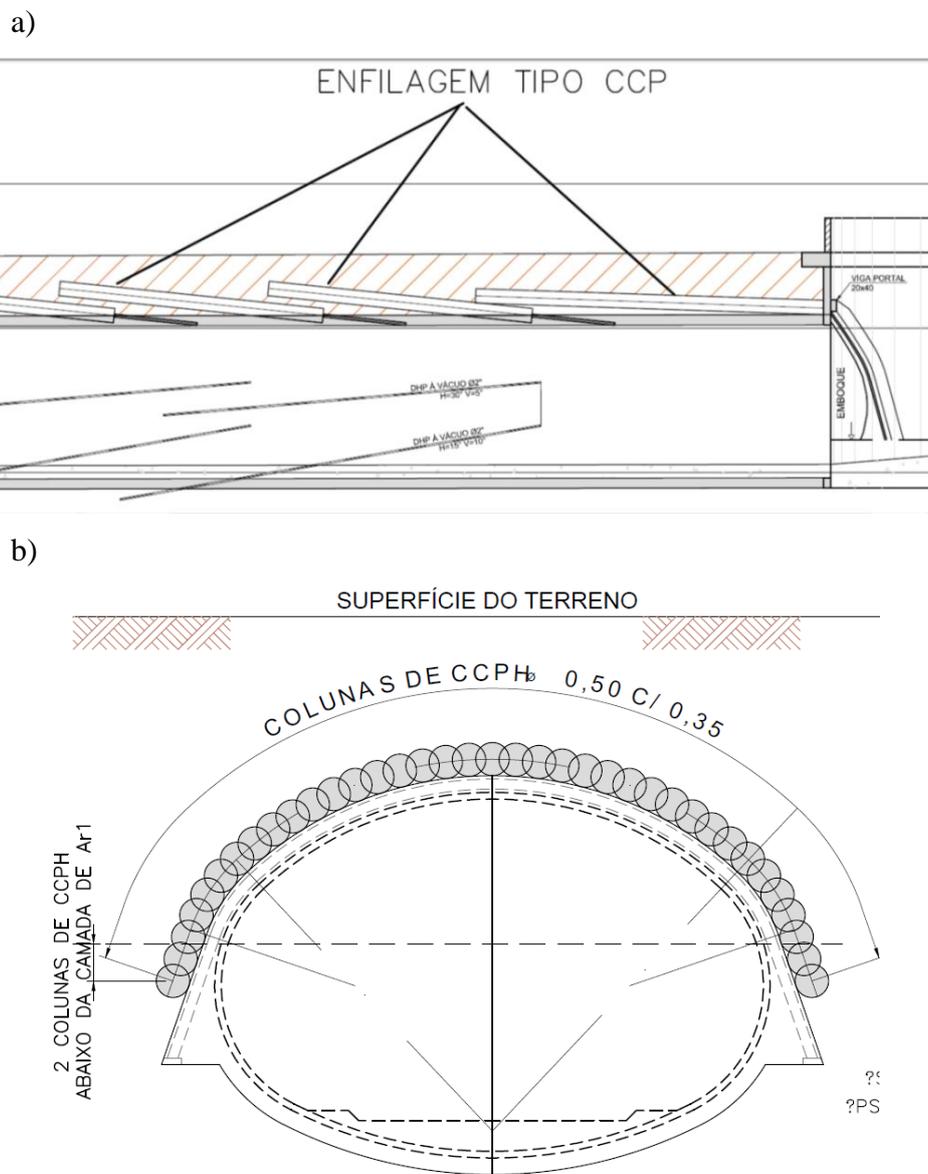


FIGURA 4.138- Detalhe do reforço de teto do túnel com o uso de CCPH:
a) seção longitudinal;
b) seção transversal (Acervo Terratek, 2013).

4.3.2 Instrumentação

A observação de deslocamentos e de poropressões no maciço ao redor da escavação é uma atividade integrante do método NATM (ORTIGÃO, 1994). Foram previstas a instalação de marcos superficiais (MS), medidores de convergência com extensômetro de fita e pinos fixados no concreto projetado, conforme a seção detalhada na Figura 4.19. As leituras dos instrumentos são feitas diariamente e são imprescindíveis para que ações de segurança e de reforço do maciço sejam executadas a tempo, antes que aconteçam grandes deformações e/ou rupturas.

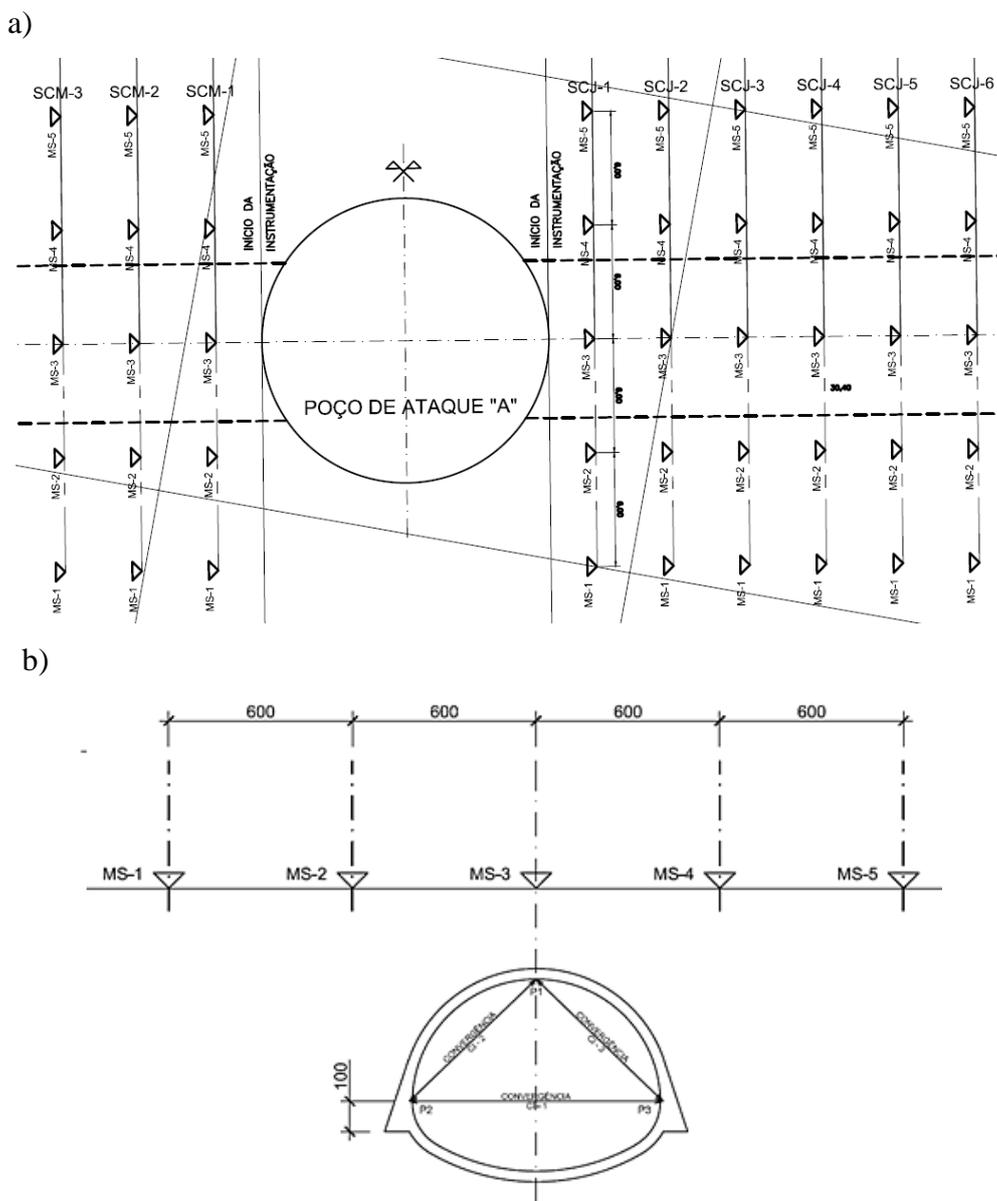


FIGURA 4.149- Detalhe da instrumentação do túnel. a) Planta b) seção transversal (Acervo Terratek 2013)

4.3.3 Sequencia construtiva

Avanço típico de seção em Túnel

1. Execução de enfilagem tubular injetada e DHP;
2. Escavação do contorno do túnel para instalação de duas cambotas com 0,80 m de espaçamento;
3. Instalação da cambota e imediata execução do revestimento de concreto projetado de 1ª fase;
4. Escavação do contorno da abóboda executando um avanço de 0,80 m e imediata colocação de uma cambota e execução do concreto projetado de 1ª fase;
5. Repetição do item anterior executando mais três avanços e imediata colocação de uma cambota e execução do concreto projetado de 1ª fase;
6. Escavação e execução de um trecho de 2,40m de arco invertido em concreto projetado;
7. Prosseguir conforme método construtivo do túnel típico.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo serão apresentados os resultados das análises realizadas utilizando diferentes modelos matemáticos. Este capítulo está dividido em duas subseções onde serão apresentados os resultados obtidos nos dois tipos de estudos propostos neste trabalho: análise paramétrica de sensibilidade dos parâmetros e comparação dos métodos.

5.1 Determinação do fator de segurança da frente de escavação e sensibilidade dos parâmetros

Conforme a metodologia descrita na Seção 3.1 deste estudo, os resultados obtidos do modelo proposto por Leca e Dormieux (1990) por meio da análise do limite superior estão apresentados nos Gráficos 5.1, 5.2, 5.3 e 5.4.

5.1.1 Grupo 1 – Sensibilidade para a variação da coesão

Conforme observado no Gráfico 5.1, a coesão exerce grande influência no cálculo do fator de segurança e apresenta aparentemente uma relação linear, cuja inclinação da reta depende do ângulo de atrito. Isso significa que é preciso fazer ensaios suficientes para obter boa precisão na estimativa de valores de coesão do solo, garantindo a segurança da execução do túnel.

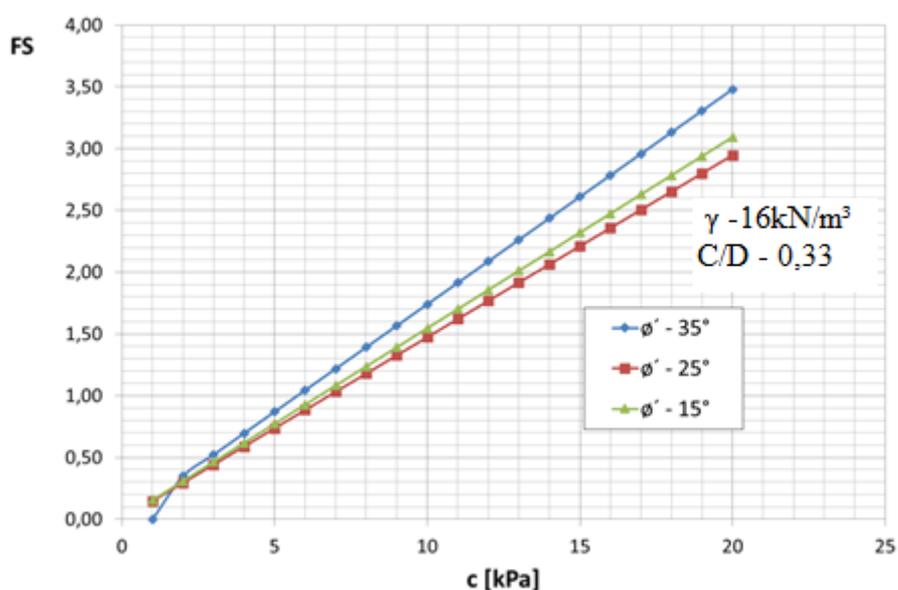


GRÁFICO 5.1 - Fator de segurança x Coesão para diferentes ângulos de atrito

5.1.2 Grupo 2 – Sensibilidade para a variação do ângulo de atrito

O Gráfico 5.2 mostra que a relação entre o fator de segurança e o ângulo de atrito não é linear. Estimativas feitas com o auxílio do software Excel mostram que ajustes cúbicos ou de potência são praticamente perfeitos para estas curvas, apresentando erro residual bastante pequeno ($<10^{-4}$). O Gráfico 5.2 indica ainda que quanto maior a coesão, maior será a influência do ângulo de atrito no fator de segurança.

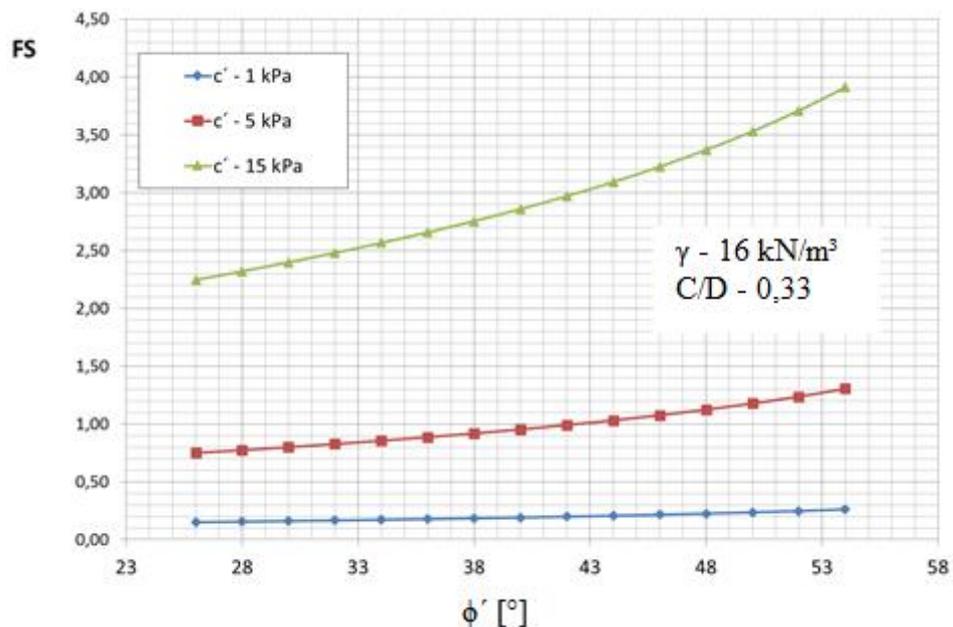


GRÁFICO 5.2 - Fator de segurança x ângulo de atrito para diferentes valores de coesão

5.1.3 Grupo 3 – Sensibilidade para a variação do peso específico (γ)

O Gráfico 5.3 mostra de modo bastante claro a relação inversamente proporcional existente entre fator de segurança e peso específico. Os resultados indicam, entretanto, que essa influência é influenciada pelos valores do ângulo de atrito e coesão, já que as curvas para as três situações consideradas possuem inclinações bastante divergentes.

Entretanto, o perfil de decréscimo sugere um decréscimo hiperbólico assintótico, ou seja, a partir de determinado valor de peso específico, o fator de segurança seria constante. Todavia, maiores investigações são necessárias a fim de obter resultados mais conclusivos.

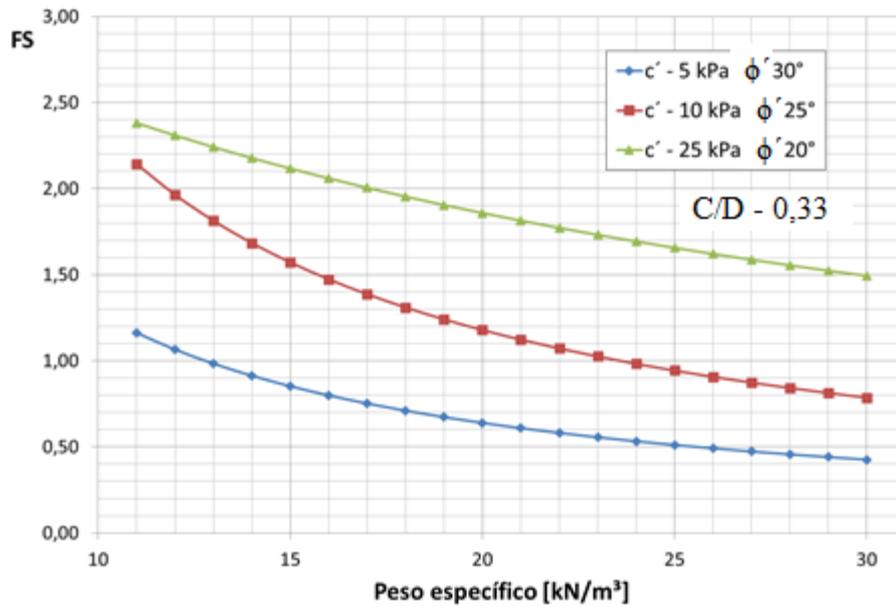


GRÁFICO 5.3 - Fator de segurança x Peso específico para diferentes tipos de solo

5.1.4 Grupo 4 – Sensibilidade para a variação da profundidade relativa (C/D)

O Gráfico 5.4 mostra claramente que a partir de determinado valor de profundidade relativa, o fator de segurança não mais é influenciado pela mesma.

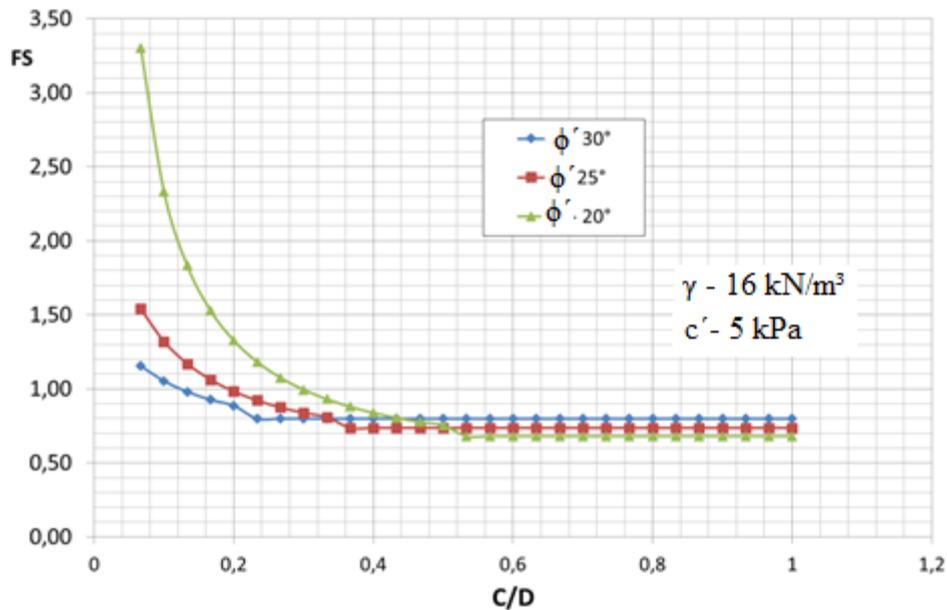


GRÁFICO 5.4 - Fator de segurança x profundidade relativa para diferentes ângulos de atrito

5.2 Determinação do fator de segurança da estabilidade da frente de escavação do túnel do rio Joana e sensibilidade ao erro

5.2.1 Coesão

Na seção anterior foi mostrado como o fator de segurança reage a mudanças na coesão do solo. A Tabela 5.1 confirma a relação de linearidade entre esses parâmetros, quando aplicada diretamente ao caso do túnel de desvio do rio Joana, considerando os três tipos de solo comentados na seção 3.2.

TABELA 5.1 - Fator de segurança do túnel de desvio do Rio Joana e erro gerado por incertezas na estimativa da coesão do solo

Areia Sedimentar									
	C(m)	D(m)	H(m)	ϕ' (°)	c' (kPa)	γ (kN/m ³)	C/D	FS	Variação
Médio	3,5	6	6,5	30	10	16	0,58	1,60	
+20%	3,5	6	6,5	30	12	16	0,58	1,92	20%
-20%	3,5	6	6,5	30	8	16	0,58	1,28	-20%
Areia Residual									
	C(m)	D(m)	H(m)	ϕ' (°)	c' (kPa)	γ (kN/m ³)	C/D	FS	Variação
Médio	3,5	6	6,5	35	5	18	0,58	0,77	
+20%	3,5	6	6,5	35	6	18	0,58	0,93	20%
-20%	3,5	6	6,5	35	4	18	0,58	0,62	-20%
Argila arenosa									
	C	D	H	ϕ' (°)	c' (kPa)	γ (kN/m ³)	C/D	FS	Variação
Médio	3,5	6	6,5	28	15	15	0,58	2,47	
+20%	3,5	6	6,5	28	18	15	0,58	2,97	20%
-20%	3,5	6	6,5	28	12	15	0,58	1,98	-20%

Conforme se observa na Tabela 5.1, as incertezas de $\pm 20\%$ na coesão geram erros também de $\pm 20\%$ no fator de segurança. Esse efeito, apesar de significativo, não exerce maiores impactos na segurança da obra, seja em areia residual ou argila arenosa, quando considerado separadamente, já que não produz efeito suficiente para que os cálculos indiquem instabilidade da face do túnel.

Por outro lado, quando se trata de areia sedimentar, o valor base considerado de coesão de 5 kPa, não é suficiente para garantir a estabilidade da frente de escavação no caso da escavação plena da face, fato evidenciado pelo fator de segurança menor que um (<1), mesmo quando se

considera que a coesão foi subestimada em 20%. Portanto, ao executar um túnel nesse tipo de solo, é necessário fazer uso de técnicas como parcialização e enfilagens, dentre outras, para garantir a estabilidade da face de escavação.

5.2.2 Ângulo de atrito

Conforme visto anteriormente, o ângulo de atrito exerce influência não linear em relação ao fator de segurança, ditada provavelmente por um crescimento em lei de potência ou um polinômio do terceiro grau. Os dados contidos na Tabela 5.2 mostram como o fator de segurança é afetado diferentemente quando se analisam as incertezas de ângulo de atrito em cada tipo de solo.

TABELA 5.2 - Fator de segurança do túnel de desvio do Rio Joana e erro devido as incertezas na estimativa do ângulo de atrito

Areia Sedimentar									
	C(m)	D(m)	H(m)	ϕ' (°)	c' (kPa)	γ (kN/m ³)	C/D	FS	variação
Médio	3,5	6	6,5	30	10	16	0,58	1,60	
+20%	3,5	6	6,5	36	10	16	0,58	1,77	10,81%
-20%	3,5	6	6,5	24	10	16	0,58	1,45	-9,27%
Areia Residual									
	C(m)	D(m)	H(m)	ϕ' (°)	c' (kPa)	γ (kN/m ³)	C/D	FS	Variação
Médio	3,5	6	6,5	35	5	18	0,58	0,77	
+20%	3,5	6	6,5	42	5	18	0,58	0,88	13,82%
-20%	3,5	6	6,5	28	5	18	0,58	0,69	-11,12%
Argila Arenosa									
	C(m)	D(m)	H(m)	ϕ' (°)	c' (kPa)	γ (kN/m ³)	C/D	FS	variação
Médio	3,5	6	6,5	28	15	15	0,58	2,47	
+20%	3,5	6	6,5	33,6	15	15	0,58	2,72	9,81%
-20%	3,5	6	6,5	22,4	15	15	0,58	2,26	-8,59%

Novamente, pode-se observar que a escavação em areia residual e argila arenosa não apresentam provavelmente problemas de estabilidade na frente de escavação, mesmo quando consideramos as incertezas, enquanto a escavação em areia sedimentar é intrinsecamente instável, necessitando das medidas de estabilização citadas na seção anterior.

5.2.3 Peso específico

O aumento do peso específico tem efeito desestabilizante na frente de escavação, conforme se observa no Gráfico 5.3 e confirmado na Tabela 5.3, onde se verifica que caso o peso específico seja 20% maior, o fator de segurança é 16,7% menor.

TABELA 5.3 - Fator de segurança do túnel de desvio do Rio Joana e erro devido às incertezas na estimativa do peso específico

Areia Sedimentar									
	C(m)	D(m)	H(m)	ϕ' (°)	c' (kPa)	γ (kN/m ³)	C/D	FS	variação
Médio	3,5	6	6,5	30	10	16	0,58	1,60	
+20%	3,5	6	6,5	30	10	19,2	0,58	1,33	-16,67%
-20%	3,5	6	6,5	30	10	12,8	0,58	2,00	25%
Areia Residual									
	C(m)	D(m)	H(m)	ϕ (°)	c' (kPa)	γ (kN/m ³)	C/D	FS	variação
Médio	3,5	6	6,5	35	5	18	0,58	0,77	
+20%	3,5	6	6,5	35	5	21,6	0,58	0,64	-16,67%
-20%	3,5	6	6,5	35	5	14,4	0,58	0,97	25%
Argila Arenosa									
	C(m)	D(m)	H(m)	ϕ (°)	c' (kPa)	γ (kN/m ³)	C/D	FS	variação
Médio	3,5	6	6,5	35	10	15	0,58	1,86	
+20%	3,5	6	6,5	35	10	18	0,58	1,55	-16,67%
-20%	3,5	6	6,5	35	10	12	0,58	2,32	25%

5.2.4 Profundidade relativa (C/D)

Conforme visto na Seção 5.1.4, a partir de determinado valor de profundidade relativa, a mesma não mais influencia o fator de segurança. Conforme observado na Tabela 5.4 as incertezas de $\pm 20\%$ não causam nenhuma alteração no fator de segurança para nenhum dos três tipos de solo considerados para a obra.

TABELA 5.4 - Fator de segurança do túnel de desvio do Rio Joana e erro devido as incertezas na estimativa da profundidade relativa (C/D)

Areia Residual									
	C(m)	D(m)	H(m)	ϕ' (°)	c' (kPa)	γ (kN/m ³)	C/D	FS	Variação
Médio	3,5	6	6,5	30	10	16	0,58	1,60	
+20%	4,2	6	7,2	30	10	16	0,7	1,60	0,00%
-20%	2,8	6	5,8	30	10	16	0,47	1,60	0,00%
Areia Sedimentar									
	C(m)	D(m)	H(m)	ϕ' (°)	c' (kPa)	γ (kN/m ³)	C/D	FS	Variação
Médio	3,5	6	6,5	35	5	18	0,58	0,77	
+20%	4,2	6	7,2	35	5	18	0,7	0,77	0,00%
-20%	2,8	6	5,8	35	5	18	0,47	0,77	0,00%
Argila Arenosa									
	C(m)	D(m)	H(m)	ϕ' (°)	c' (kPa)	γ (kN/m ³)	C/D	FS	Variação
Médio	3,5	6	6,5	28	15	15	0,58	2,47	
+20%	4,2	6	7,2	28	15	15	0,7	2,47	0,00%
-20%	2,8	6	5,8	28	15	15	0,47	2,47	0,00%

5.2.5 Incertezas combinadas

A Tabela. 5.5 mostra os resultados quando se considera todas as incertezas dos parâmetros agindo conjuntamente. Pode-se perceber que a propagação de incertezas tem efeito significativo no fator de segurança, chegando até mesmo a indicar instabilidade, como no caso da escavação em areia residual.

TABELA 5.5 - Efeito da propagação de incertezas no cálculo de fator de segurança

Areia Residual									
	C(m)	D(m)	H(m)	ϕ' (°)	c' (kPa)	γ (kN/m ³)	C/D	FS	Variação
Médio	3,5	6	6,5	30	10	16	0,58	1,60	
Melhor situação	4,2	6	7,2	36	12	12,8	0,7	2,66	66,22%
Pior situação	2,8	6	5,8	24	8	19,2	0,47	0,97	-39,51%
Areia Sedimentar									
	C(m)	D(m)	H(m)	ϕ' (°)	c' (kPa)	γ (kN/m ³)	C/D	FS	Variação
Médio	3,5	6	6,5	35	5	18	0,58	0,77	
Melhor situação	4,2	6	7,2	42	6	14,4	0,7	1,32	70,72%
Pior situação	2,8	6	5,8	28	4	21,6	0,47	0,46	-40,75%

Tabela 5.5 – cont. Argila Arenosa									
	C (m)	D (m)	H (m)	ϕ' (°)	c' (kPa)	γ (kN/m ³)	C/D	FS	Variação
Médio	3,5	6	6,5	28	15	15	0,58	2,47	
Melhor situação	4,2	6	7,2	33,6	18	12	0,7	4,08	64,71%
Pior situação	2,8	6	5,8	22,4	12	18	0,47	1,51	-39,06%

5.3 Comparação entre métodos

Os dados de saídas obtidos no Matlab e no Plaxis 3D estão todos apresentados no Anexos I como mostrado no exemplo (Estudo 1 da tabela 3.2) a seguir nas Figuras 5.1, 5.2 e 5.3.

```

alphamax =

    35.6000

sigma_t =

    16.3822

```

FIGURA 5.1 - Resultado obtido através do software Matlab para o modelo MII proposto por Leca e Dormieux (1990)

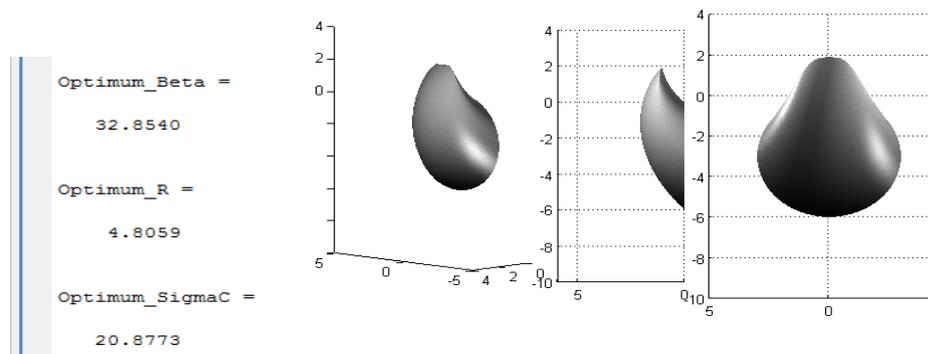
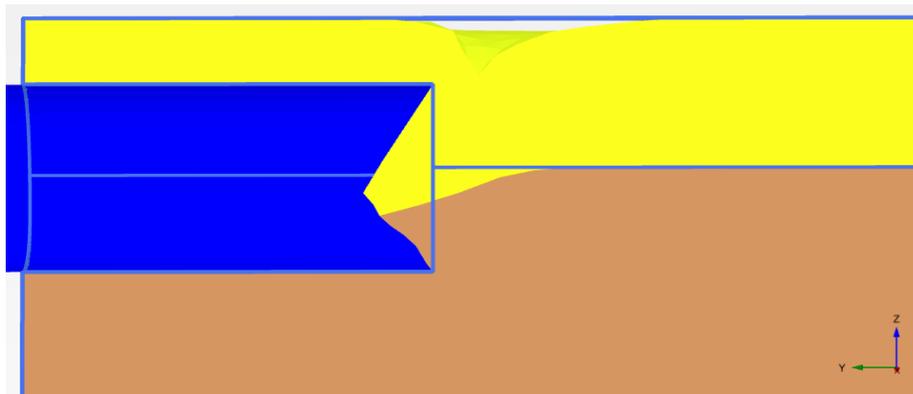
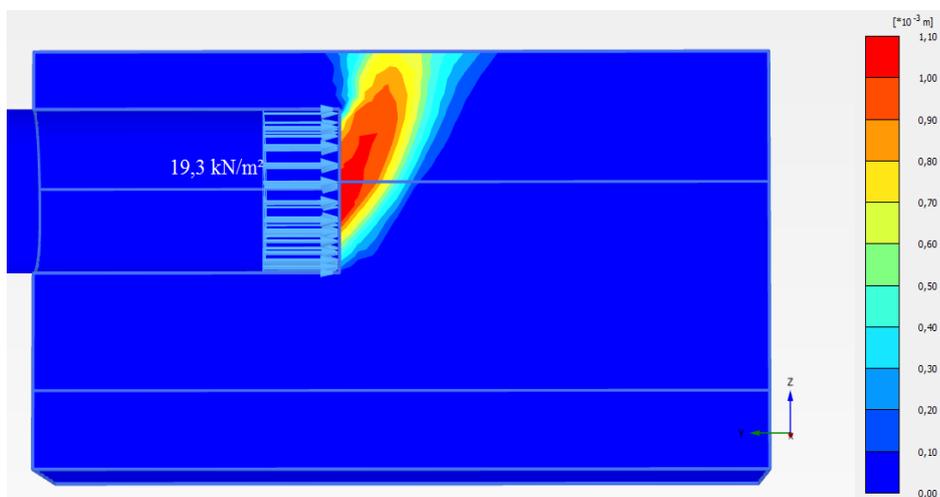


FIGURA 5.2. Resultado obtido através do software Matlab para o modelo MI proposto por Mollon et al.(2009).

a)



b)



c)

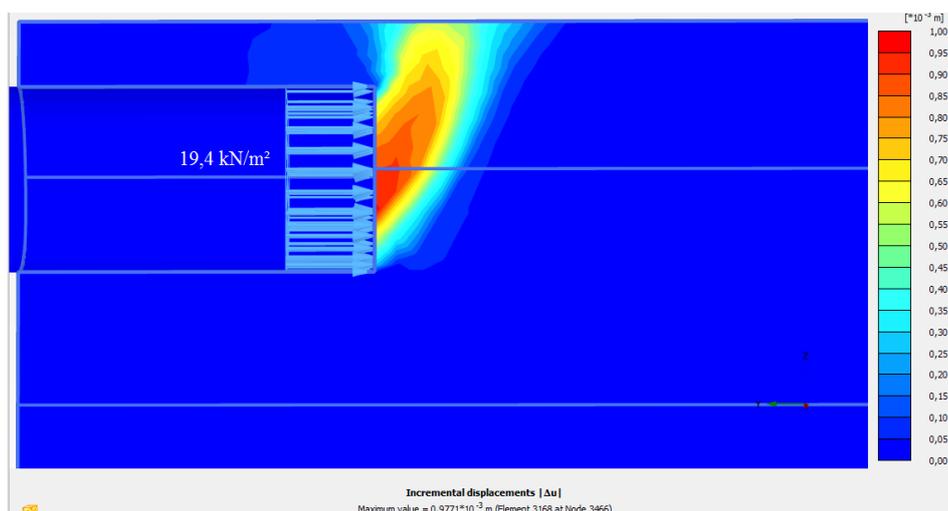


FIGURA 5.3 – a), b) c) Resultados obtido pelo software Plaxis 3D – Estudo 1.

A pressão aplicada na face necessária para a sua estabilização é representada por diferentes símbolos como se pode ver nas figuras anteriores. Para os autores Leca e Dormieux (1990), a carga necessária é dada pelo símbolo σ_t (ou sigma_t). No caso de Mollon et al. (2009), o

símbolo usado para representar a pressão de face é σ_c (ou Optimum_SigmaC). Na apresentação dos resultados será utilizado o símbolo σ_t como convenção para representar a pressão da face necessária para que se tenha a estabilização da frente de escavação.

Na Tabela 5.6 estão apresentados os resultados obtidos para os diversos casos propostos para os modelos estudados nessa dissertação e se pode observar que os três modelos de forma geral apresentam resultados semelhantes, sendo a diferença em termos percentuais de no máximo de 57% (Estudo 20), sendo que em termos absolutos esse percentual representa uma diferença de apenas 2 kPa de pressão de terra aplicada.

O método proposto por Mollon et al. (2009) se apresentou como o mais conservador entre os três métodos analisados e Leca e Dormieux (1990), o modelo menos conservador e, portanto menos seguro, conforme resultado apresentado no Estudo 4 onde o método de Leca e Dormieux (1990) se mostra estável e nos outros métodos não.

TABELA 5.6 - Comparação entre os métodos considerados para diferentes situações de análise

Análise de Estabilidade da frente de escavação - Túnel 6m diâmetro						
	Métodos Analíticos				Método Elementos Finitos	
	Leca e Dormieux (1990)		Mollon et al (2009)		Plaxis 3D	
	σ_t (kN/m ²)	FS	σ_t (kN/m ²)	FS	σ_t (kN/m ²)	FS
Estudo 1	16,4	<1	20,9	<1	19,4	<1
Estudo 2	9,2	<1	11,7	<1	9,9	<1
Estudo 3	4,1	<1	7,3	<1	4,8	<1
Estudo 4	<0	1,0	4,4	<1	3,5	<1
Estudo 5	<0	1,4	<0	1,1	<0	1,1
Estudo 6	<0	1,5	<0	1,2	<0	1,2
Estudo 7	9,2	<1	11,7	<1	9	<1
Estudo 8	<0	1,4	<0	1,1	<0	1,1
Estudo 9	12,2	<1	15,6	<1	11	<1
Estudo 10	1,9	<1	3,9	<1	≈0	1,0
Estudo 11	<0	1,7	<0	1,2	<0	1,4
Estudo 12	12,2	<1	17,3	<1	12,4	<1
Estudo 13	<0	1,4	<0	1,2	<0	1,2
Estudo 14	<0	1,2	<0	1,1	<0	1
Estudo 15	<0	2,7	<0	1,7	<0	1,6
Estudo 16	<0	2,6	<0	1,7	<0	1,5
Estudo 17	<0	3,4	<0	2,3	<0	2
Estudo 18	<0	2,8	<0	1,7	<0	1,6
Estudo 19	<0	2,7	<0	1,7	<0	1,5
Estudo 20	<0	3,7	<0	1,6	<0	1,9

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

6.1 Conclusões

O estudo paramétrico para verificar a sensibilidade dos parâmetros no modelo observa que conforme os resultados apresentados na Seção 5.1, a coesão e o ângulo de atrito aumentam a estabilidade da escavação quanto maior forem, enquanto o peso específico contribui para a instabilidade. Por outro lado, a profundidade relativa demonstra pouca ou nenhuma influência no fator de segurança da escavação, a partir de um certo valor.

Considerando os solos reais mais comuns, o fator decisivo para a estabilidade da obra é a coesão do solo, pois possui relação diretamente proporcional com o fator de segurança, conforme resultados apresentados no Gráfico 5.1.

Conforme a comparação de resultados apresentados no Capítulo 5, pode-se comprovar que os três modelos apresentam semelhança em seus resultados, sendo que o modelo proposto por Leca e Dormieux (1990) é menos conservador e o Mollon et al.(2009), o mais conservador.

Devido à qualidade dos resultados obtidos pelos métodos de Análise Limite comparados ao método de elementos finitos – fato evidenciado pela grande semelhança de resultados e erros absolutos pequenos – conclui-se que a utilização dos mesmos é viável para solos homogêneos e que tais métodos concorrem para a economia de tempo e custos, já que o método por elementos finitos necessita de licenças de softwares e grande capacidade computacional. Além disso, quando se trata de softwares de elementos finitos, mesmo quando em posse de computadores potentes, são necessárias muitas horas de processamento para obtenção de um resultado. Caso se deseje fazer alguma mudança na geometria do problema (mudança da cobertura ou diâmetro do túnel) é necessário gerar outro modelo 3D e outra malha, o que traz morosidade ao trabalho com softwares de elementos finitos.

Para os modelos de análise limite, a elaboração de um código em Matlab necessitou de poucas horas de programação, após o que, a obtenção de resultados é bastante direta (menos de 10min), além de que, a mudança na geometria é imediata, tornando os métodos de análise limite práticos em comparação ao software Plaxis 3D. Porém pelo fato dos modelos matemáticos não contemplarem a heterogeneidade dos materiais e nem presença de água no

maciço (totalmente seco), faz com que o modelo tenha impecílios na utilização nesses casos, já que é comum a heterogeneidade em um perfil geológico comumente representado por camadas de solos de diferentes características.

Por ser mais conservador que o método proposto por Leca e Dormieux (1990) e apresentar características semelhantes quanto ao tempo computacional, facilidade de implementação, facilidade de utilização, considera-se o método proposto por Mollon et al. (2009), o melhor dentre os modelos analíticos, para estimativa do fator de segurança e pressão de terra necessária para estabilidade da face de túnel.

6.2 Sugestões para pesquisas futuras

Para ampliar o entendimento sobre o assunto e aperfeiçoar os métodos matemáticos usados nessa dissertação, tornando-os cada vez mais úteis para a engenharia prática, sugere-se:

- Estudar os modelos propostos nessa dissertação para o uso de maciços heterogêneos, estudar o modelos com diferentes camadas de solos com diferentes parâmetros de resistência;
- Estudar o comportamento da água no maciço e admitir tais influência para os modelos matemáticos propostos nessa dissertação
- Admitir túneis muito rasos, com profundidades relativas (C/D) menores que 0,33, e analisar comportamentos para tais tipos de túneis considerando elevadas cargas de superfícies, muito comum nas escavações em meio urbanos atualmente;
- Associar estudos de comportamento do solo para frente de túneis com valores de parâmetros mais confiáveis, fazendo o uso dos ensaios de laboratório para adquirir representar melhor o comportamento do solo estudado.
- Fazer um estudo estatístico mais elaborado para a influência dos parâmetros no FS

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASSIS, A. P. (2002). **Mecânica das rochas**: obras subterrâneas – Apostila. 2002. Departamento de Engenharia Civil, UnB, Brasília/DF.
- ASSIS, A.P.(2013). **Obras subterrâneas**. Notas de aula. 2013. Departamento de Transporte e Geotecnia, UFMG, Belo Horizonte/MG.
- ATKINSON, J. H.; POTTS, D. M. (1977). **Stability of a shallow circular tunnel in cohesionless soil**. 1977. *Géotechnique*, 27(2):203-215.
- AZEVEDO, A. F. M. (2003). **Método dos elementos finitos**. 2003.1ª. Edição Faculdade de Engenharia da Universidade de Porto. Portugal. 2003
- BARBENDERERDE, S. (1991). **Tunnelling machine in soft ground**: a comparison of slurry and EPB shield systems. *Tunnelling and underground space rechnology*. 1991, v. 6, n. 2, p. 167. Great Britain.
- BRINKGREVE, R. B. J., SWOLFS, W.M. e ENGINE, E. (2011). **Plaxis user's manual**. Netherland: A. A. Balkema publisher, 2012. 14 p.
- CARVALHO, L. C.(1995). **Análise de estabilidade da frente de escavação e de deslocamentos do túnel do metrô/DF**. 1995. 94 f. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, UnB, Brasília/DF. 1995.
- CERELLO, L. REDAELLI, L.L. (1998). **Escavações** In: OLIVEIRA, A.M.S; BRITO, S.N.A. (Org) *Geologia de Engenharia*, São Paulo, Associação Brasileira de Geologia de Engenharia – ABGE. 1998
- CHAPMAN, D.; METJE, N.; STARK, A. (2010). **Introduction to tunnel construction**. London-New York: Spon Press, 2010.
- CHEN, W. (1975). **Limit analysis and soil plasticity**. Amsterdam: Elsevier. 1975 Vol. 7.
- DAVIS, E. H., GUNN, M.J., MAIR, R.J. e SENEVIRATNE H.N. (1980). **The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material**. *Géotechnique*, 1980, 30(4):397-416.
- DURAZZO,F.(2006). **Túneis para Saneamento e Utilidades** In: CELESTINO, T.B, KOSHIMA, A., TELLES R.C, ASSIS, A. p. 185-221 *Túneis do Brasil*, São Paulo: PINI, 2006.
- GARRIDO, J. (2003). **O pipe-jacking abre uma janela para o futuro**. *Revista Engenharia*. São Paulo, 2003. n. 560, p. 42-72.

GREIFENEDER, E. (2003). **Comparison of cut-and-cover tunneling method vs. new austrian tunneling method (NATM) for urban tunnels with shallow overburden**. 2003. 134 f. Master's Thesis. Technische Universitat Wien, Viena, Áustria.

GUATTERI, G, KOSHIMA, A.; LOPES J R; PIERONI, M R (2002). **Jet Grouting Horizontal em 360° e Septo em Túnel em Areia sob o Rio Tamanduateí**, 4th Urban Tunnel Symposium (4° TURB) , São Paulo, June 2002

GUGLIELMETTI, V., GRASSO, P., MAHTAB, A. e XU, S.(2007). **Mechanized tunnelling in urban areas: design methodology and construction control**. London: Taylor & Francis e-Library, United Kingdom, 2007.

KOLYMBAS, D. (2005). **Tunnelling and tunnel mechanics – a rational approach to tunnelling**. Verlag Berlin: Springer, 2005.

LECA, E. e DORMIEUX, L. (1990). **Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material**. Géotechnique, 1990. 61: 5-16

MARANGON, M. (2007). **Elementos de geologia**. 68 p. Apostila. Departamento de transporte e geotecnia, UFJF,

MELLO, V.; BOSCOV, P. e CAMPANHA, C.(1998). **Túneis em Terrenos Pouco Consistentes**. Manual Técnico. São Paulo: CBPO, 1998.

MOLLON, G., DIAS, D., E SOUBRA, A.-H. (2009). **Probabilistic analysis and design of circular tunnels against face stability**, International Journal of Geomechanics, ASCE, 9(6), 237-249.

MOLLON, G., DIAS, D., and SOUBRA, A.-H. (2010). **Face stability analysis of circular tunnels driven by a pressurized shield**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, (136)1, 215-229.

MOREIRA, C. M. C.(2006) **Túneis: uma heranca ancestral rumo ao futuro**. A obra nasce: revista de Arquitectura da Universidade Fernando Pessoa. Porto, Portugal, 2006, n. 3, p. 92-115.

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

MÜHLHAUS, H. B (1985). **Lower bound solutions for circular tunnels in two or three dimensions**. Rock Mech; Rock Engineering , 1985, 18, 37-52.

NEGRO, A. (1988) **Design of shallow tunnels in soft ground**. 1988. 1.480 p. PhD Thesis. Department of civil engineering, University of Alberta, Edmont, Alberta, Canada.

NEGRO, A e EISENSTEIN, Z (1991), **Shallow tunnels in soft ground: State of the art report**. Proc., 9th Pan. Conf. on Soil Mechanics and Foundations Engineering, in Post Conference Volume, 23–42.

ORTIGÃO, J. A. R. (1994) **O túnel do metrô de Brasília**: propriedades geotécnicas e o comportamento da obra. 116 p. Monografia. Escola de Engenharia, UFRJ, Rio de Janeiro/RJ. 1994.

PECK, R. B.(1969). **Deep excavations and tunnelling in soft ground**. 1969. Proc 7th ICSMFE, Mexico City, Mexico, , p. 225-290

PRADINA, J. R. R. (1999). **Movimento de solos e danos induzidos em edificações por escavações subterrâneas**. 1999. 185 p. Dissertação de Mestrado. UnB, Brasília/DF, 1999.

PREFEITURA DO RIO DE JANEIRO (2013). Disponível em:<<http://www.rio.rj.gov.br>>. Acesso em: 20/09/2013.

SIEIRA, A. C. (2013). **Consolidação e adensamento**. Notas de Aula. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UERJ, Rio de Janeiro, RJ. 2013.

SILVA, C. A. R. da. (2007).. **Perfil geológico-geotécnico do subsolo ao longo do traçado do metrô de Goiânia**. 227 p. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, UnB, Brasília/DF, 2007.

SOUZA, R. M. (2003). **O método dos elementos finitos aplicado ao problema de condução de calor**. Apostila, 39p.

SZÉCHY, K. (1966). **The art of tunnelling**. Akademiai Kiado Budapeste.

TAVARES, A. G.(2005). **Método dos elementos**. Seminário de dinâmica orbital 1 – CMC-203-0 São José dos Campos/SP, 2005.

TELLES, R. C. . (2006). **Túneis Antigos no Brasil** In: CELESTINO, T.B, KOSHIMA, A., TELLES R.C, ASSIS, A, p. 21-27. Túneis do Brasil, São Paulo: PINI, 2006.

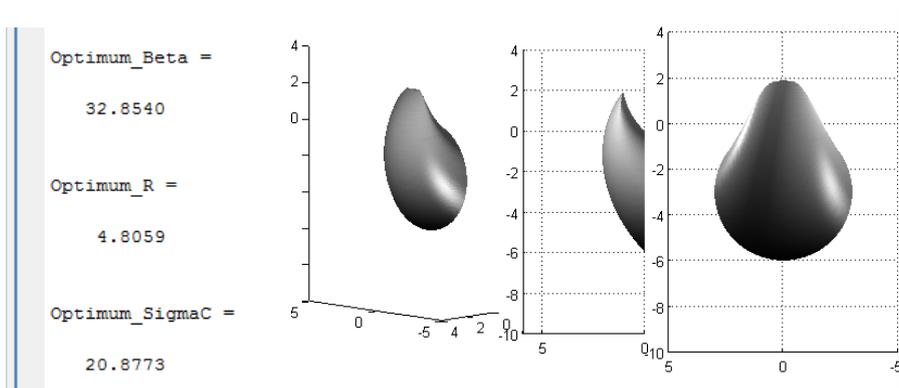
ANEXO I

A.1 Dados de Saídas dos Softwares do Estudo 1

- **Matlab (Leca e Dormieux (1990))**

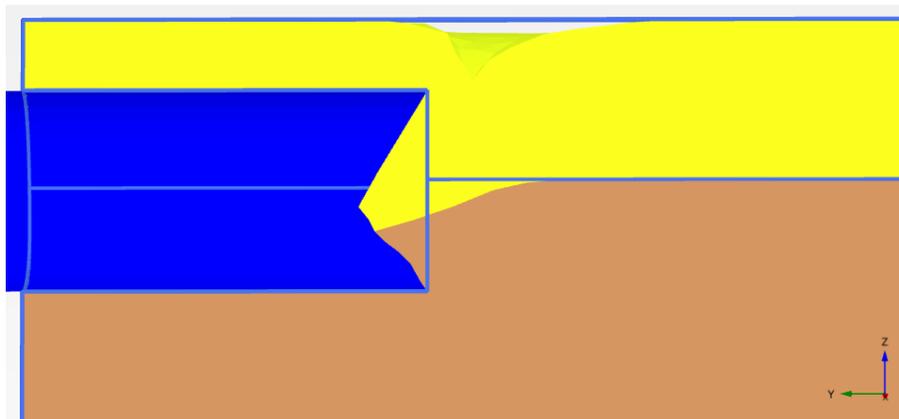
```
alphamax =  
    35.6000  
  
sigma_t =  
    16.3822
```

- **Matlab (Mollon et al. (2009))**

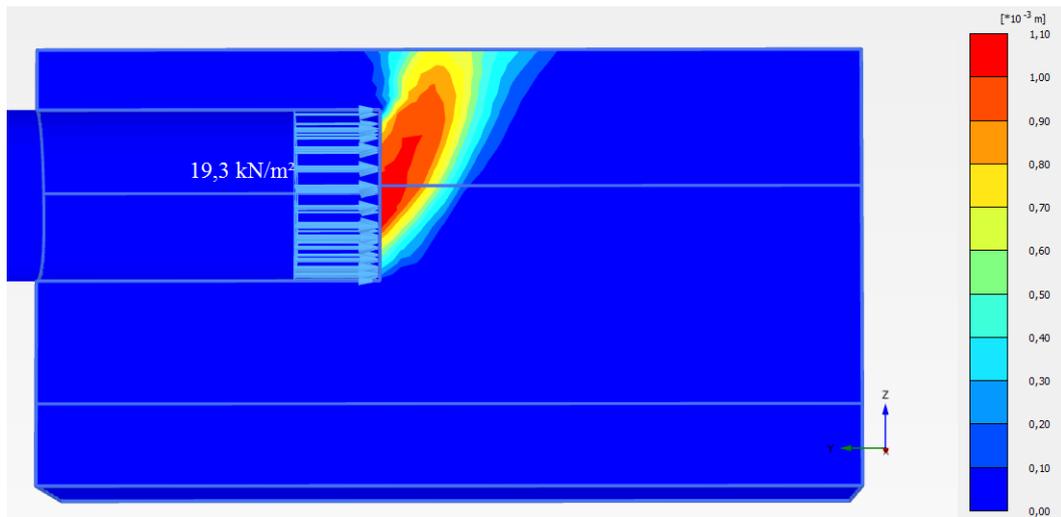


- **Plaxis 3D (Elementos Finitos)**

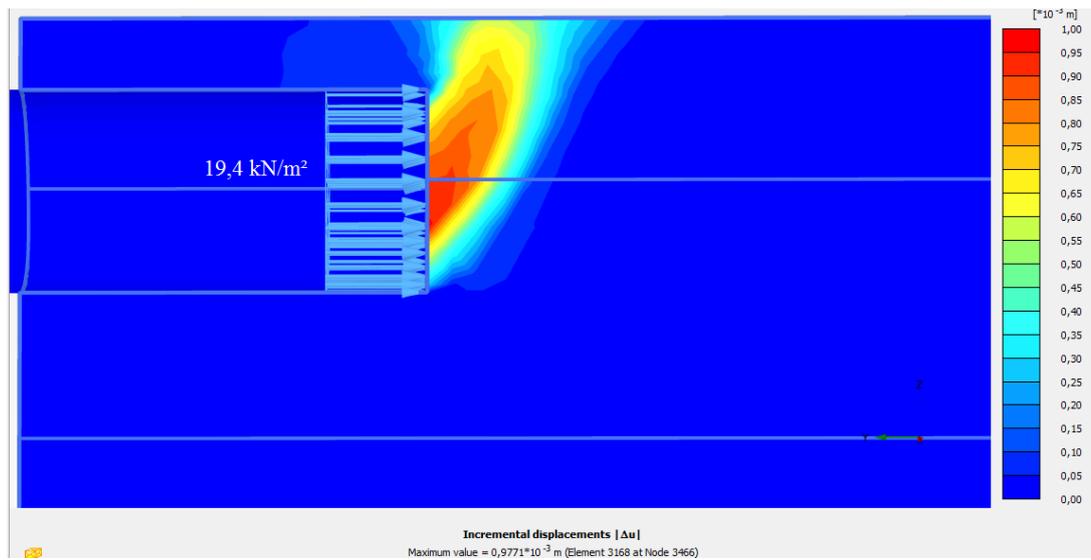
$\sigma_t = 0 \text{ kN/m}^2$



$\sigma_t =$ último com ruptura



$\sigma_t =$ Mínimo com estabilidade do maciço

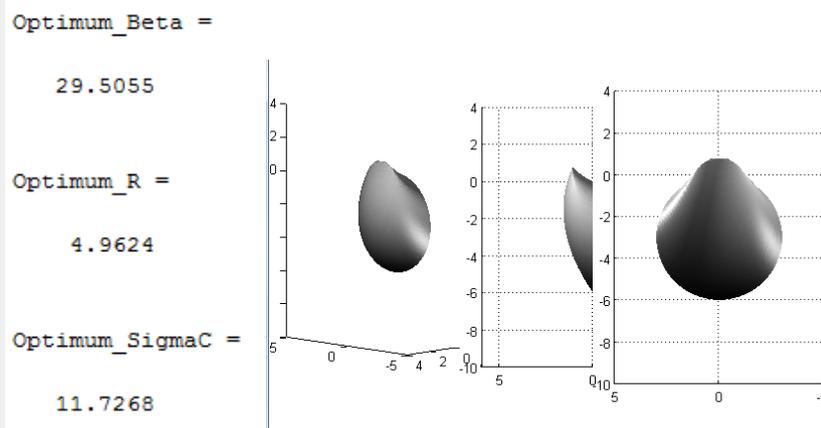


A.2 Dados de Saídas dos Softwares do Estudo 2

- **Matlab (Leca e Dormieux (1990))**

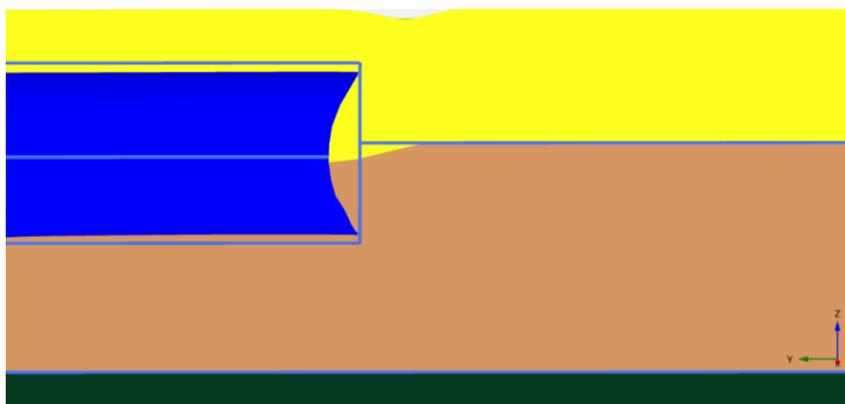
```
alphamax =  
    31.5000  
  
sigma_t =  
    9.2320
```

- **Matlab (Mollon et al. (2009))**

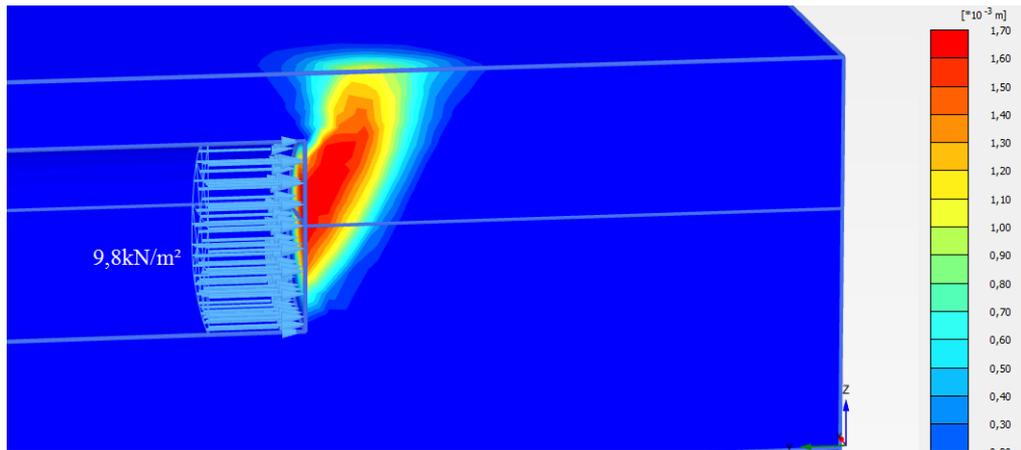


- **Plaxis 3D (Elementos Finitos)**

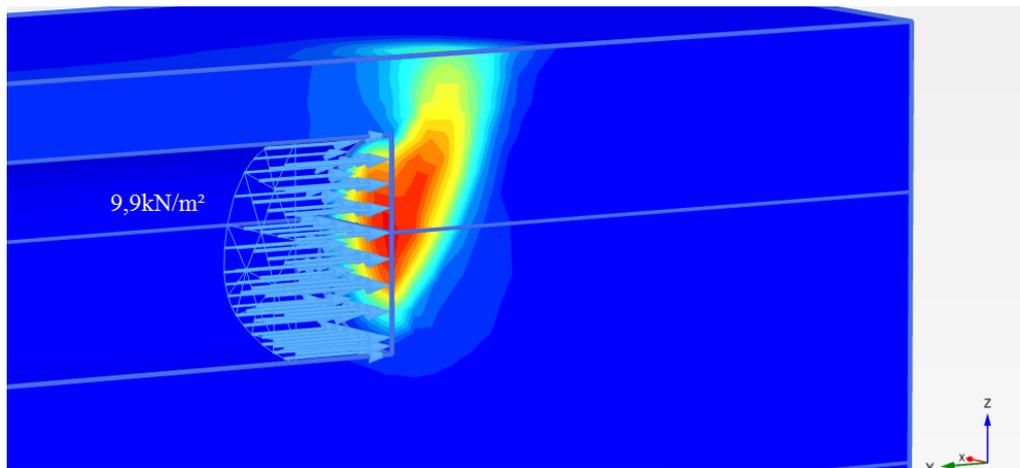
$\sigma = 0 \text{ kN/m}^2$



$\sigma = \text{último com ruptura}$



$\sigma_t =$ Mínimo com estabilidade do maciço

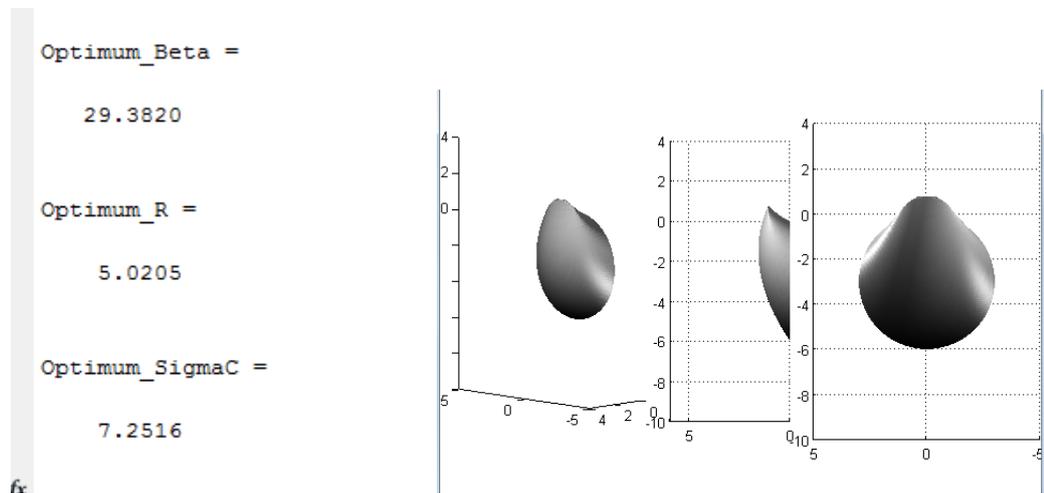


A.3 Dados de Saídas dos Softwares do Estudo 3

- **Matlab (Leca e Dormieux (1990))**

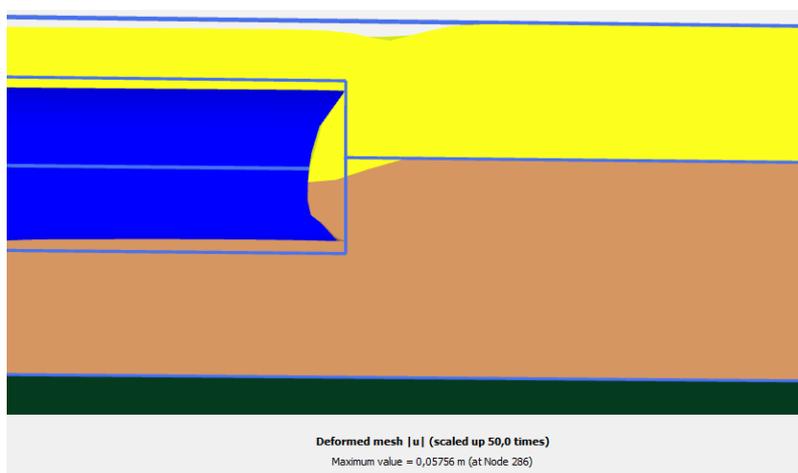
```
alphamax =  
  
    31.5000  
  
sigma_t =  
  
    4.1428
```

- **Matlab (Mollon et al. (2009))**

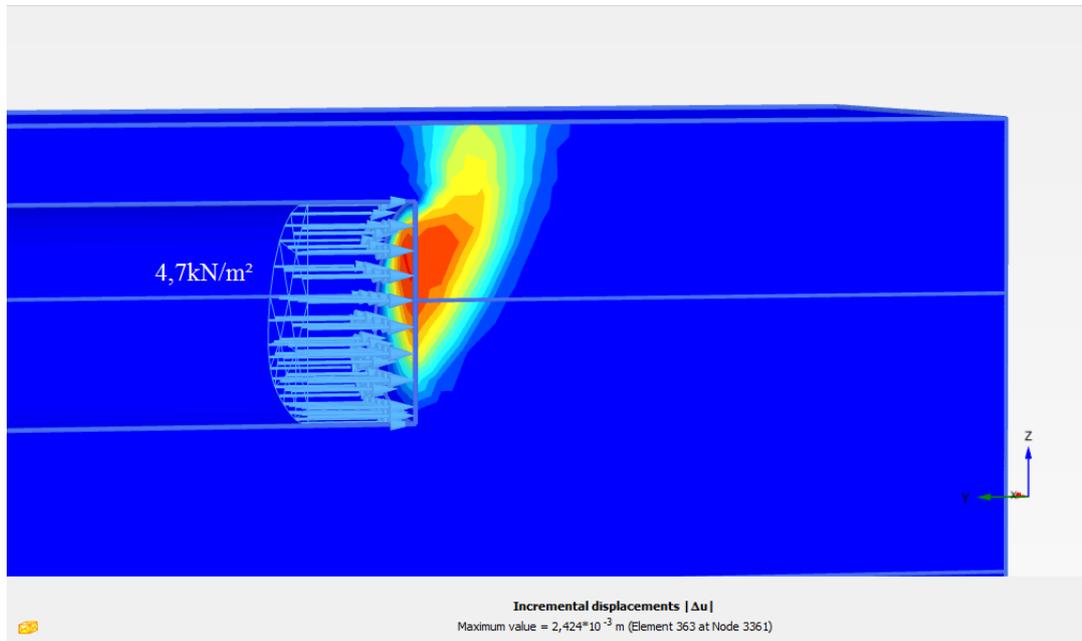


- **Plaxis 3D (Elementos Finitos)**

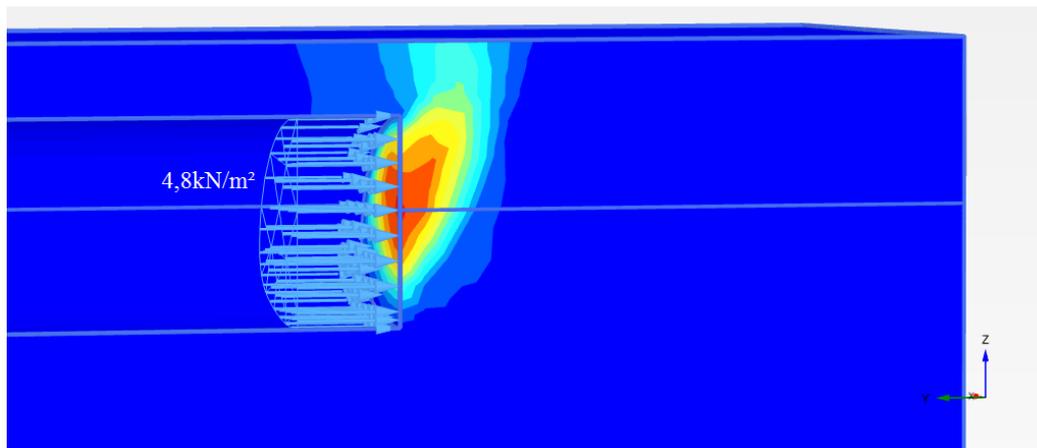
$\sigma_t = 0 \text{ kN/m}^2$



$\sigma_t =$ último com ruptura



$\sigma_t =$ Mínimo com estabilidade do maciço

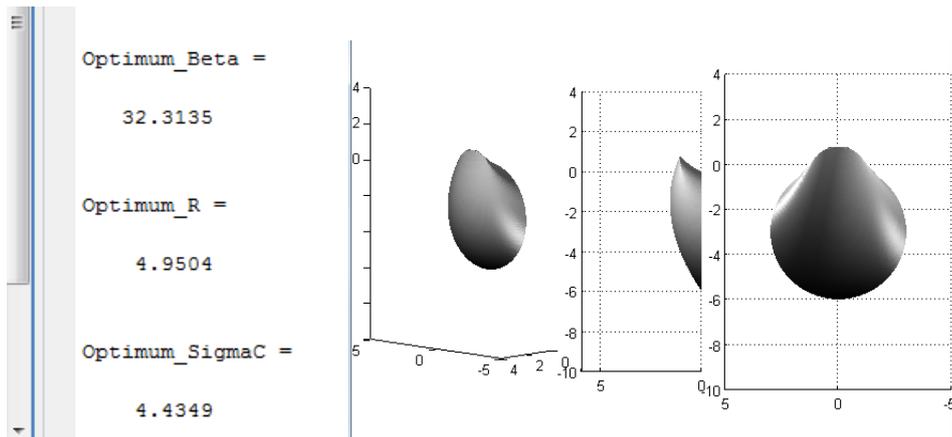


A.4 Dados de Saídas dos Softwares do Estudo 4

- **Matlab (Leca e Dormieux (1990))**

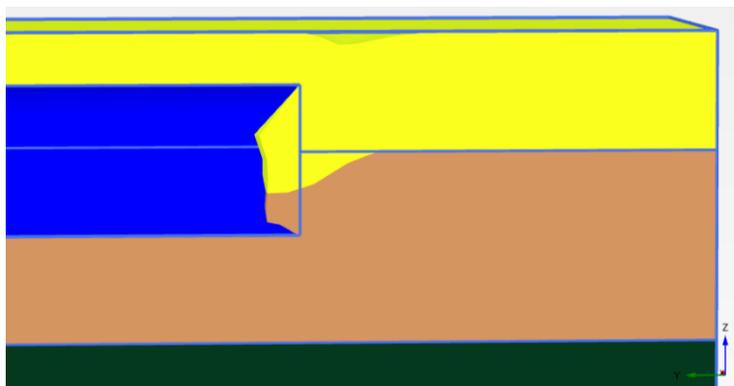
```
alphamax =  
    35.6000  
  
sigma_t =  
   -1.4223  
  
FS $\phi$  =  
    1.1105  
  
FS $c$  =  
    1.0437
```

- **Matlab (Mollon et al. (2009))**

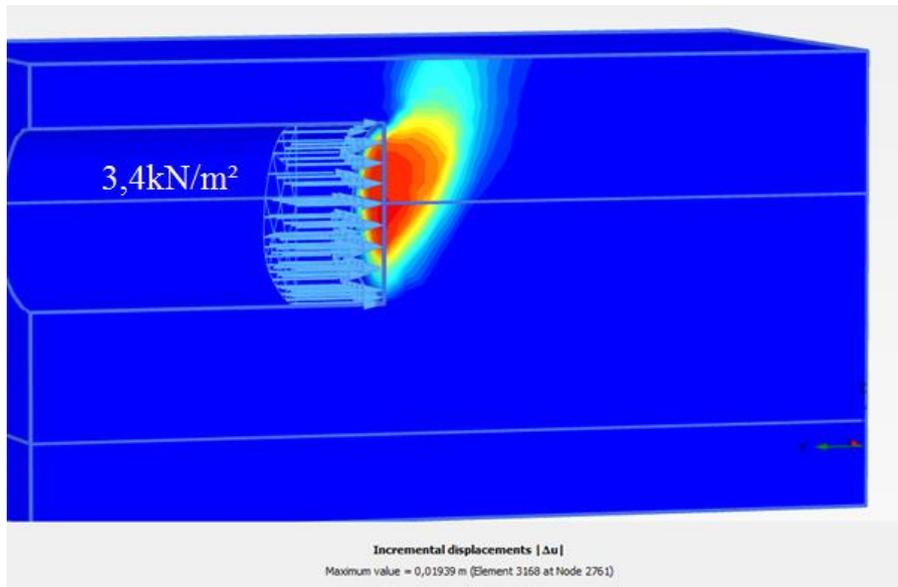


- **Plaxis 3D (Elementos Finitos)**

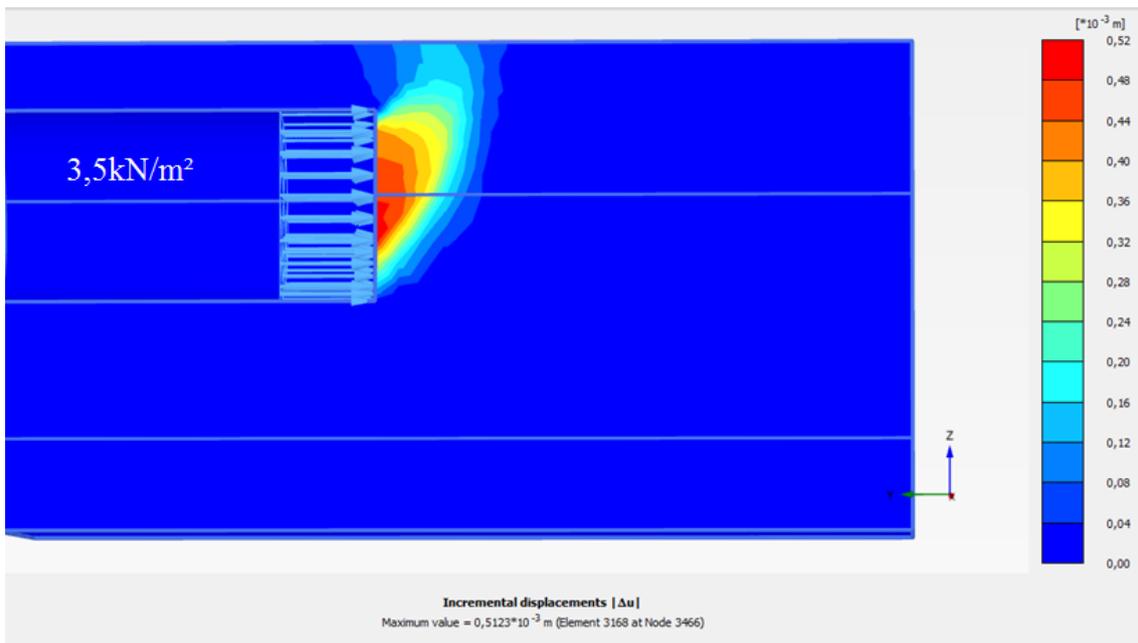
$\sigma_t = 0 \text{ kN/m}^2$



$\sigma_t =$ último com ruptura



$\sigma_t =$ Mínimo com estabilidade do maciço

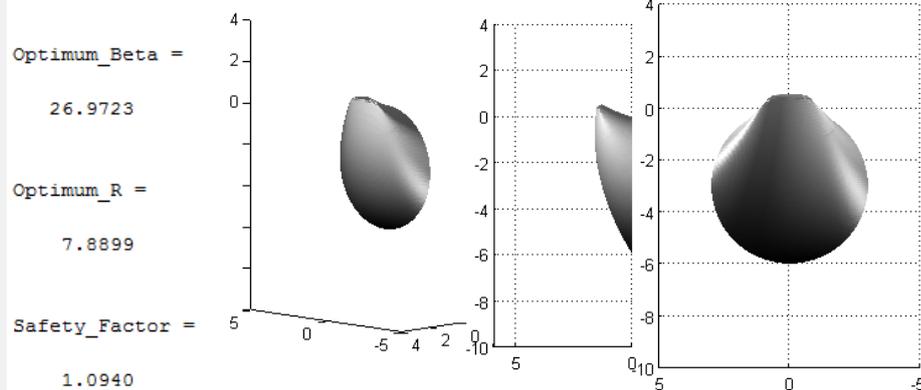


A.5 Dados de Saídas dos Softwares do Estudo 5

- **Matlab (Leca e Dormieux (1990))**

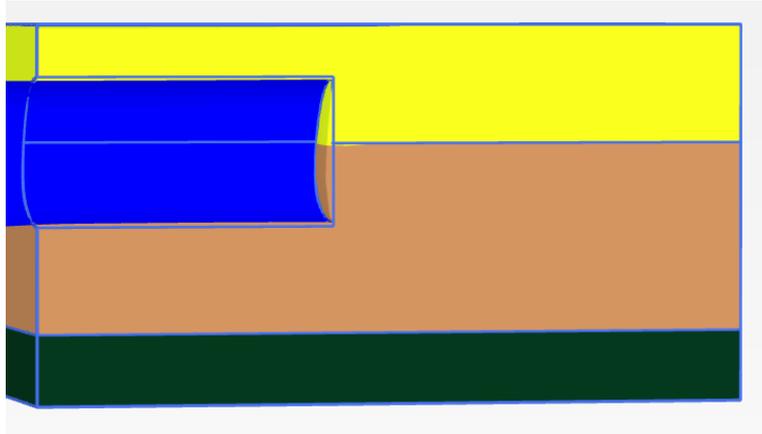
```
sigma_t =  
-4.0237  
  
FS $\phi$  =  
2.1073  
  
FS $c$  =  
1.3731
```

- **Matlab (Mollon et al. (2009))**



- **Plaxis 3D (Elementos Finitos)**

$\sigma = 0 \text{ kN/m}^2$



$\sigma_t = 0 \text{ kN/m}^2$ (Estável)

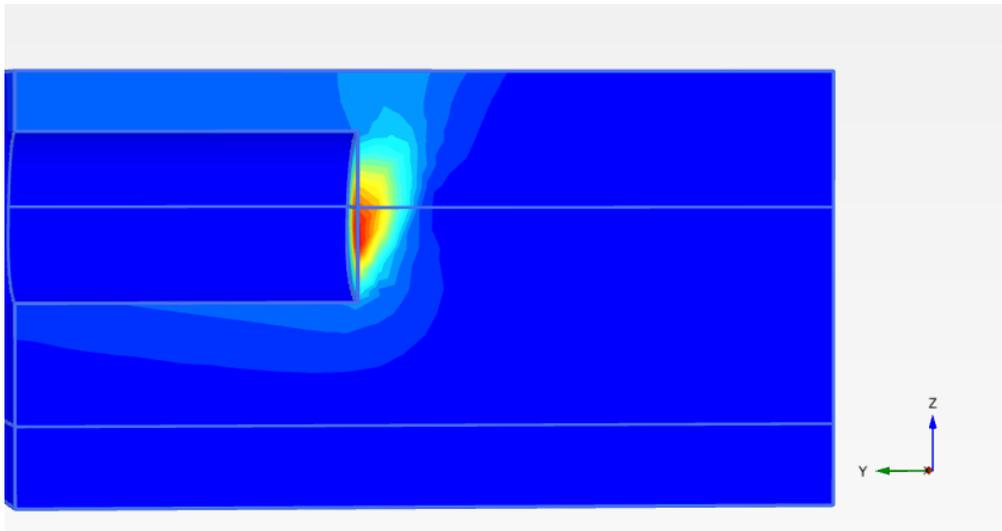
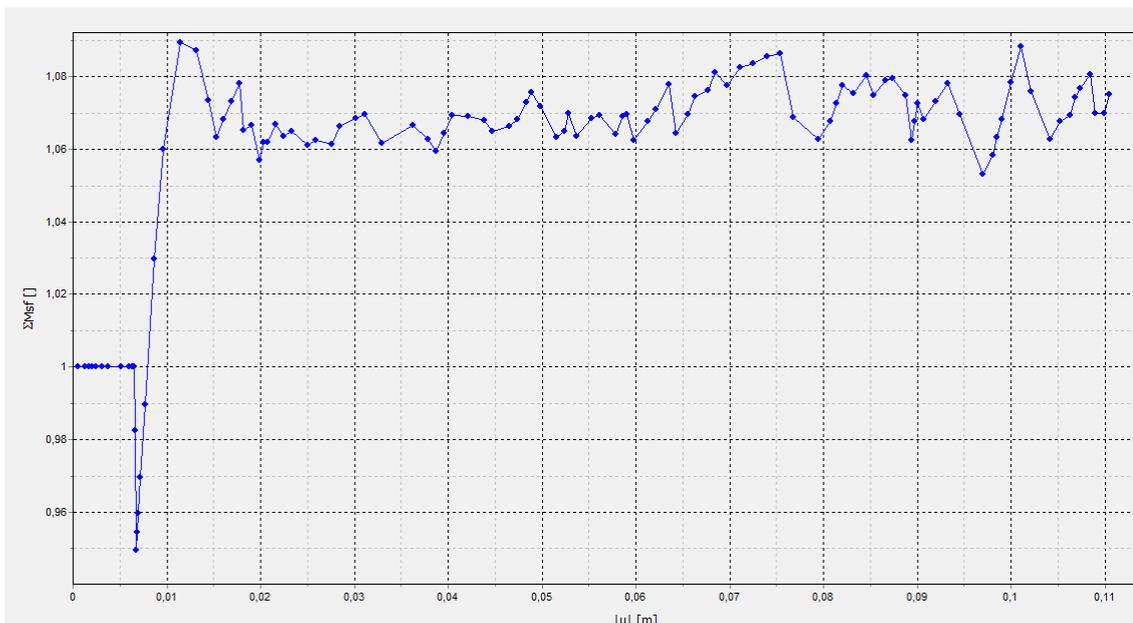


Gráfico 1 – Fator de Segurança

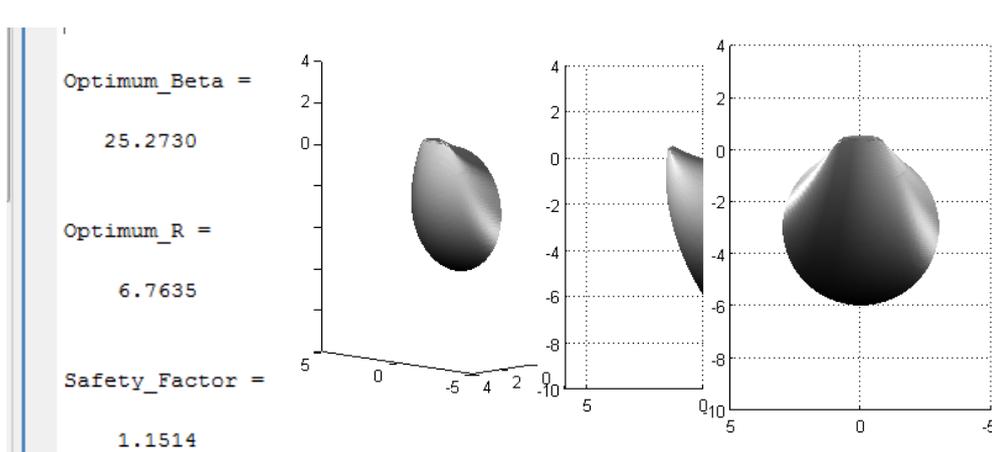


A.6 Dados de Saídas dos Softwares do Estudo 6

- **Matlab (Leca e Dormieux (1990))**

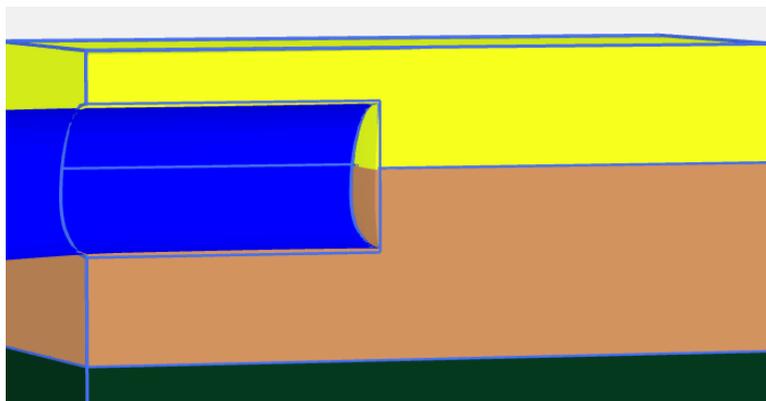
```
alphamax =  
    28.8000  
  
sigma_t =  
   -4.1008  
  
FSc =  
    1.5247
```

- **Matlab (Mollon et al. (2009))**



- **Plaxis 3D (Elementos Finitos)**

$\sigma_t = 0 \text{ kN/m}^2$



$\sigma_t = 0 \text{ kN/m}^2$ (Estável)

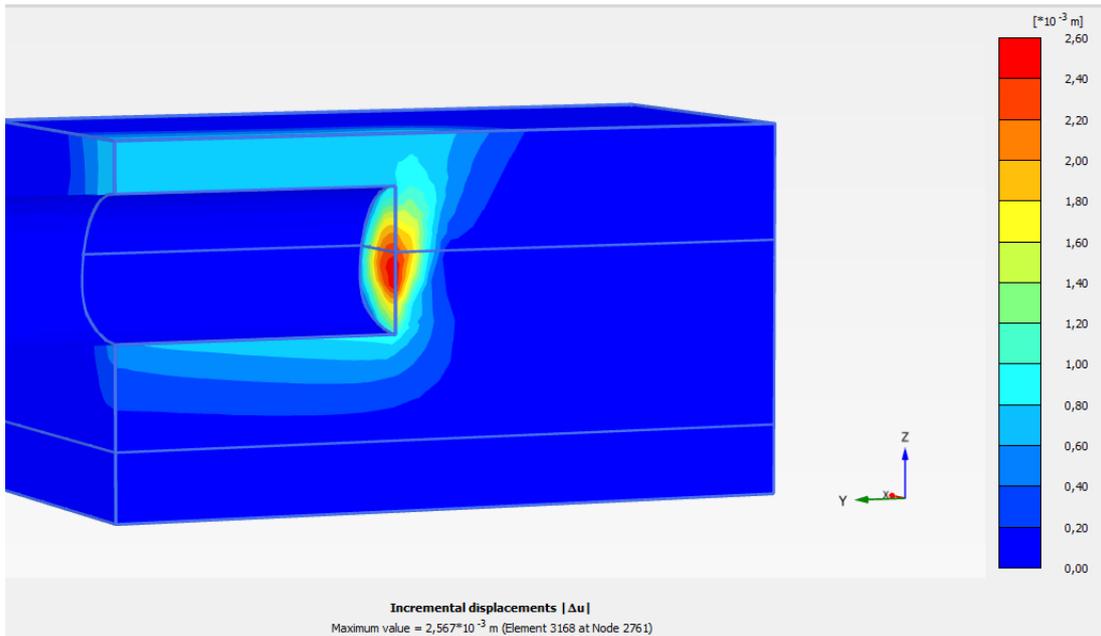
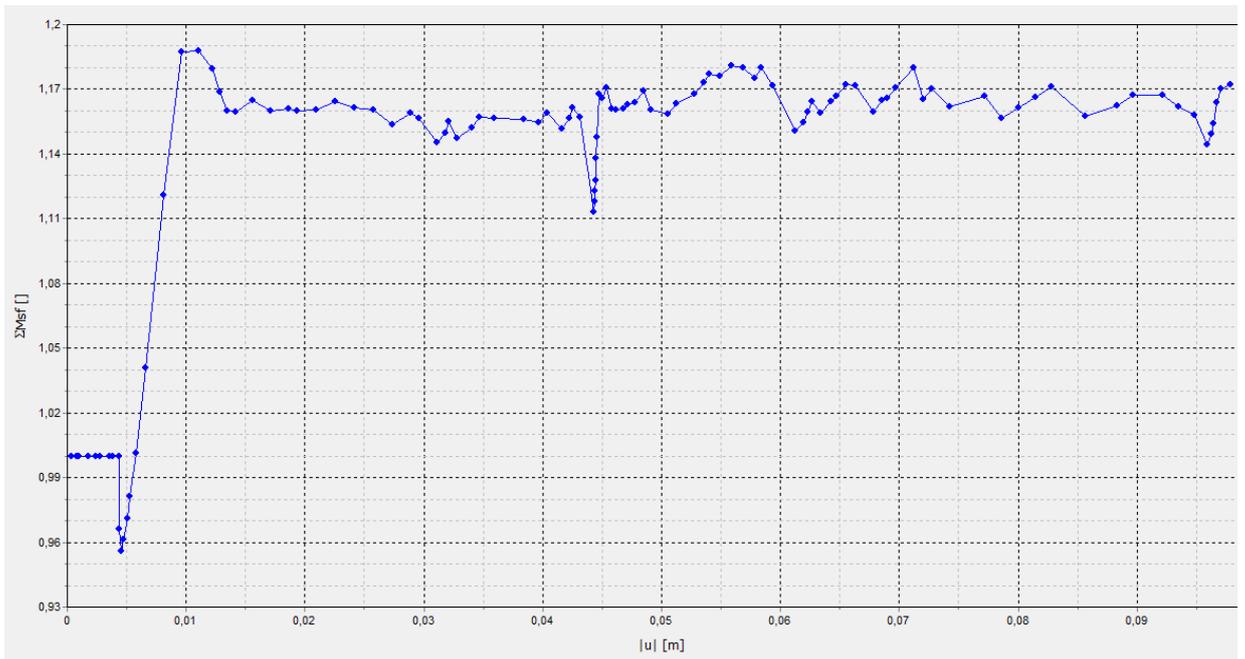


Gráfico 2 – Fator de Segurança

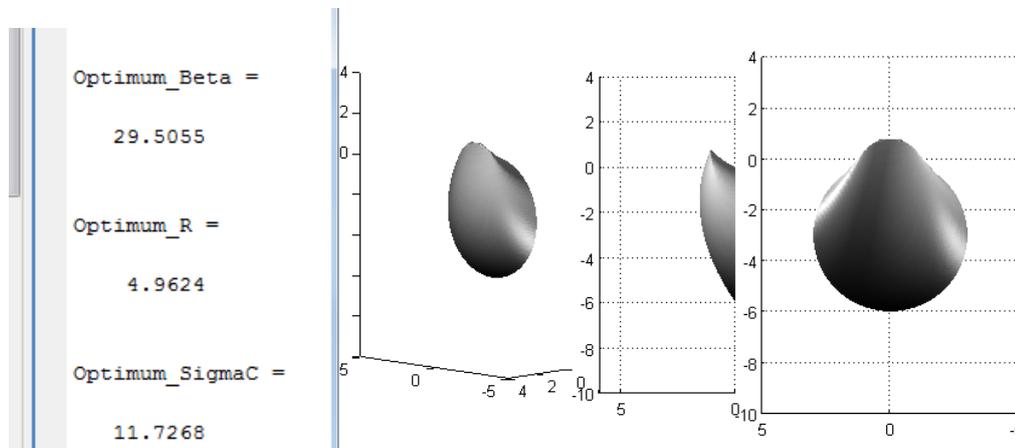


A.7 Dados de Saídas dos Softwares do Estudo 7

- **Matlab (Leca e Dormieux (1990))**

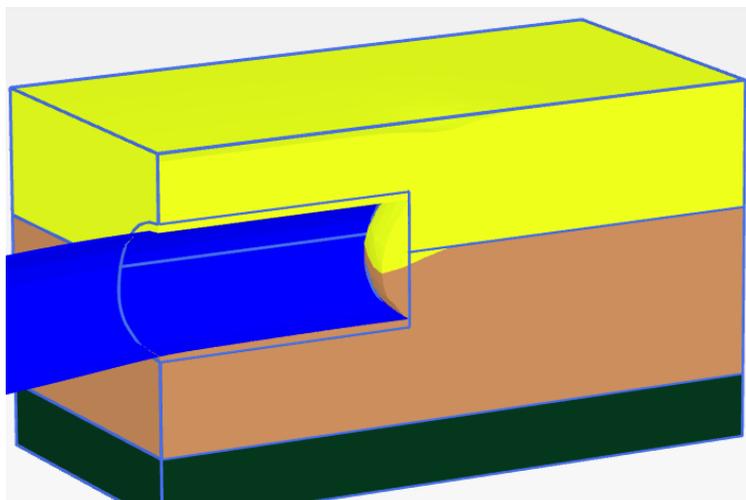
```
alphamax =  
31.5000  
  
sigma_t =  
9.2320
```

- **Matlab (Mollon et al. (2009))**

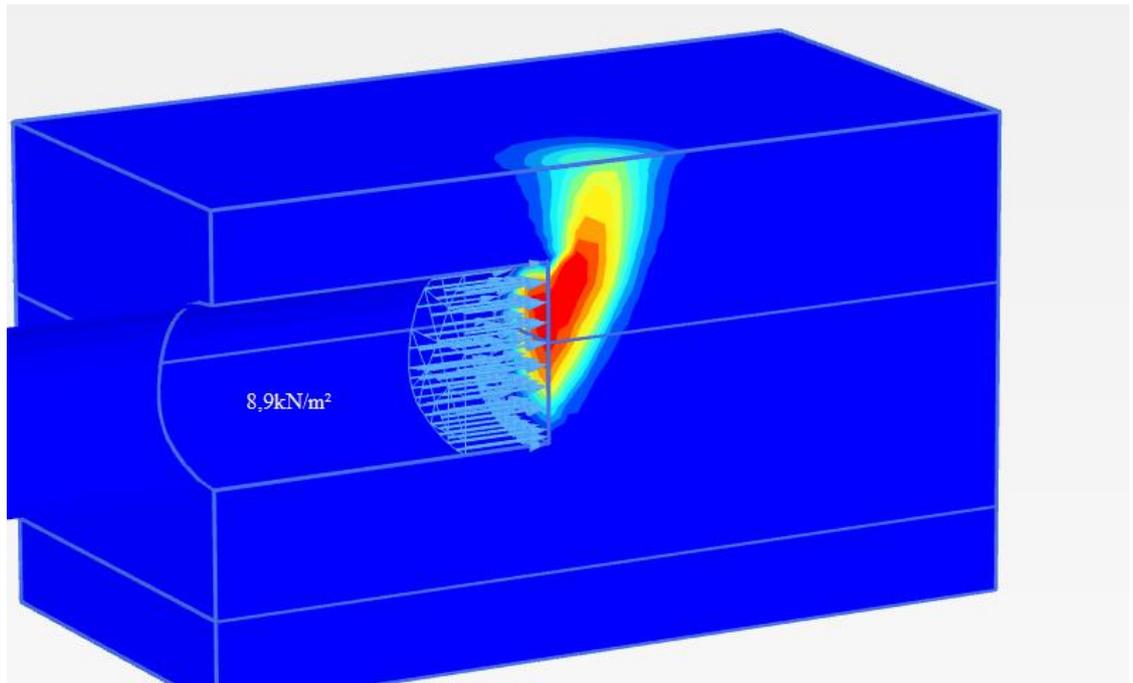


- **Plaxis 3D (Elementos Finitos)**

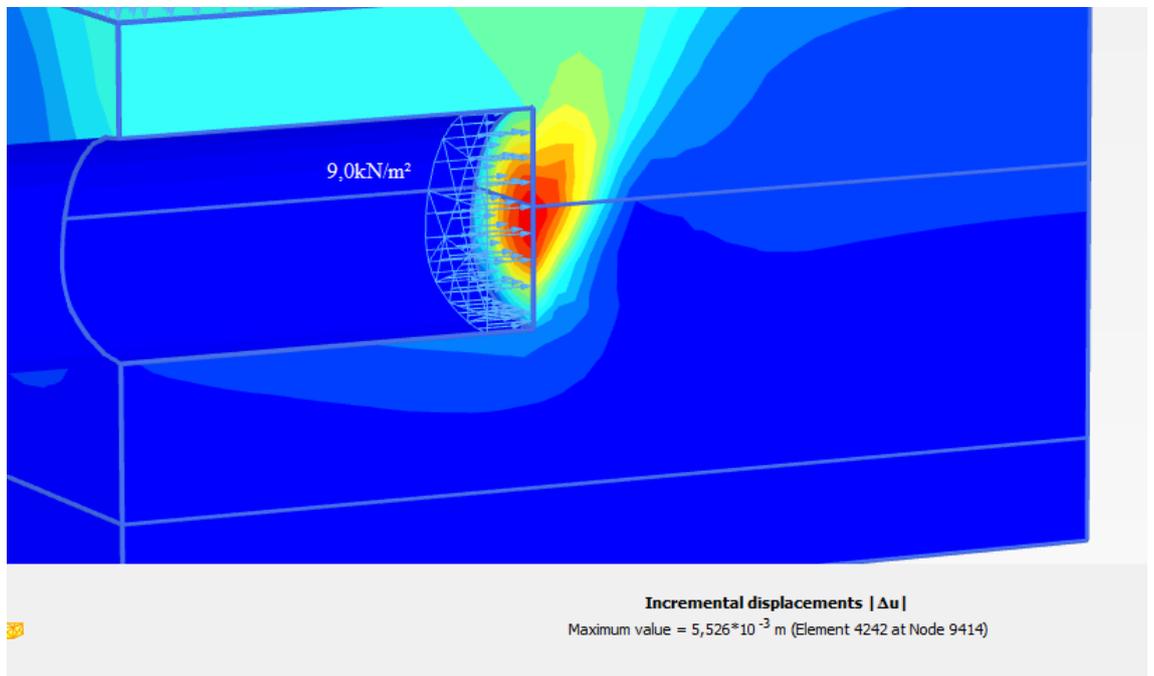
$\sigma_t = 0 \text{ kN/m}^2$



$\sigma_t = \text{último com ruptura}$



$\sigma_t = \text{Mínimo com estabilidade do maciço}$

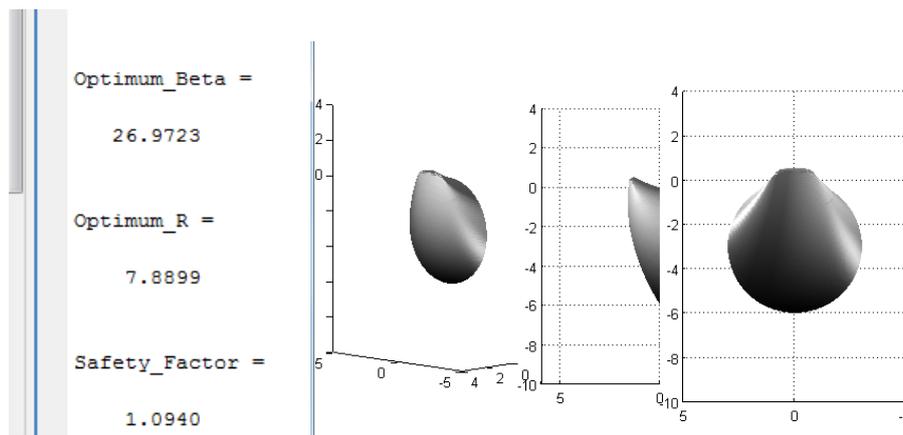


A.8 Dados de Saídas dos Softwares do Estudo 8

- **Matlab (Leca e Dormieux (1990))**

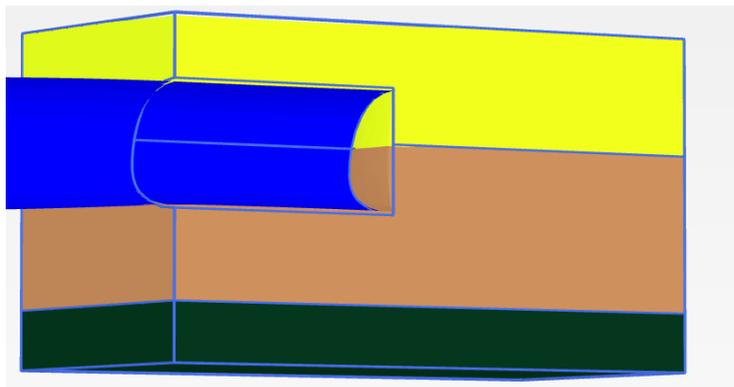
```
alphamax =  
    31.5000  
  
sigma_t =  
   -4.0237  
  
FS $\phi$  =  
    2.1073  
  
FS $c$  =  
    1.3731
```

- **Matlab (Mollon et al. (2009))**



- **Plaxis 3D (Elementos Finitos)**

$\sigma_t = 0 \text{ kN/m}^2$



$\sigma_t = 0 \text{ kN/m}^2$ (Estável)

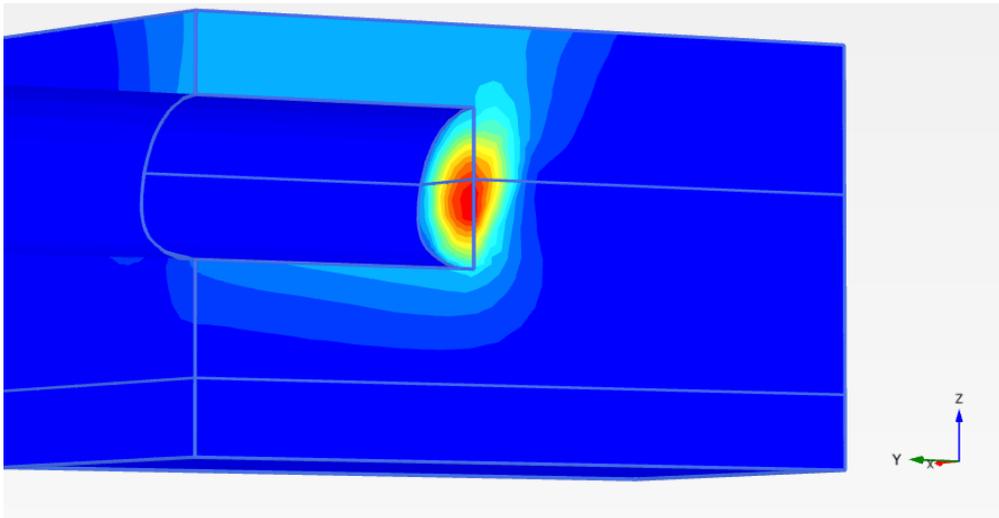
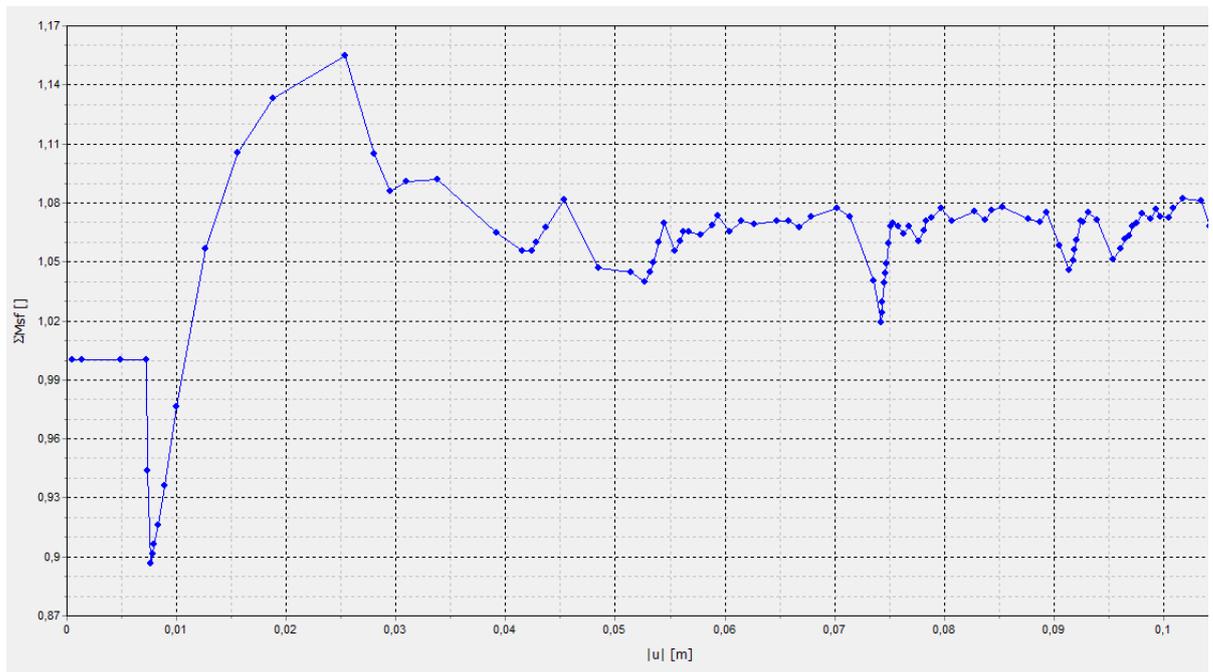


Gráfico 3 – Fator de Segurança

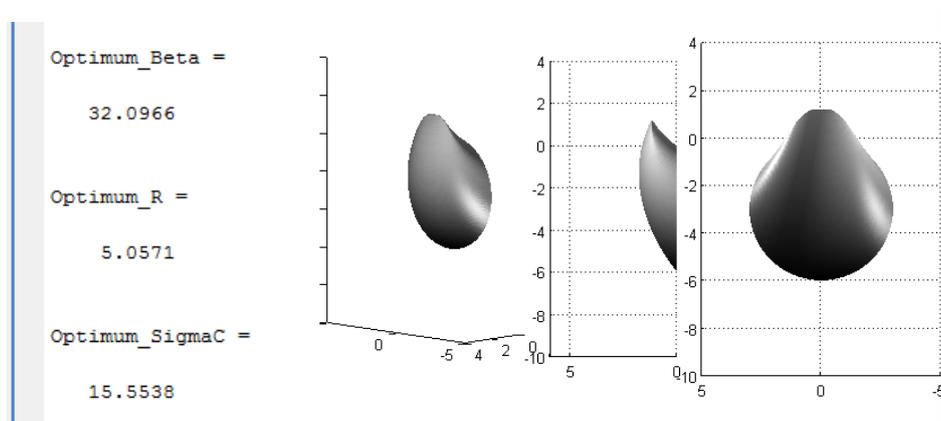


A.9 Dados de Saídas dos Softwares do Estudo 9

- **Matlab (Leca e Dormieux (1990))**

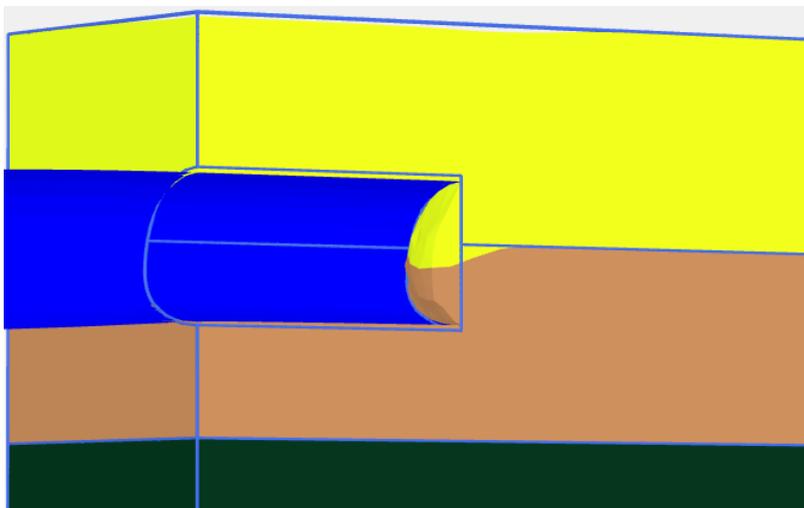
```
alphamax =  
33.8000  
  
sigma_t =  
12.1905
```

- **Matlab (Mollon et al. (2009))**

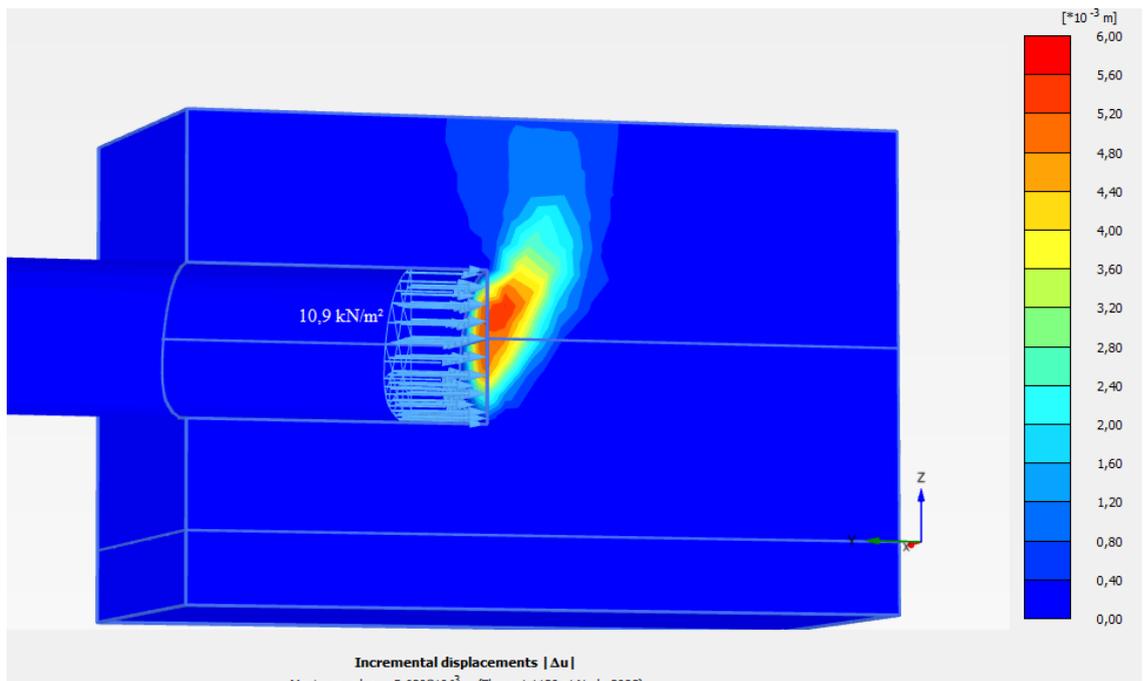


- **Plaxis 3D (Elementos Finitos)**

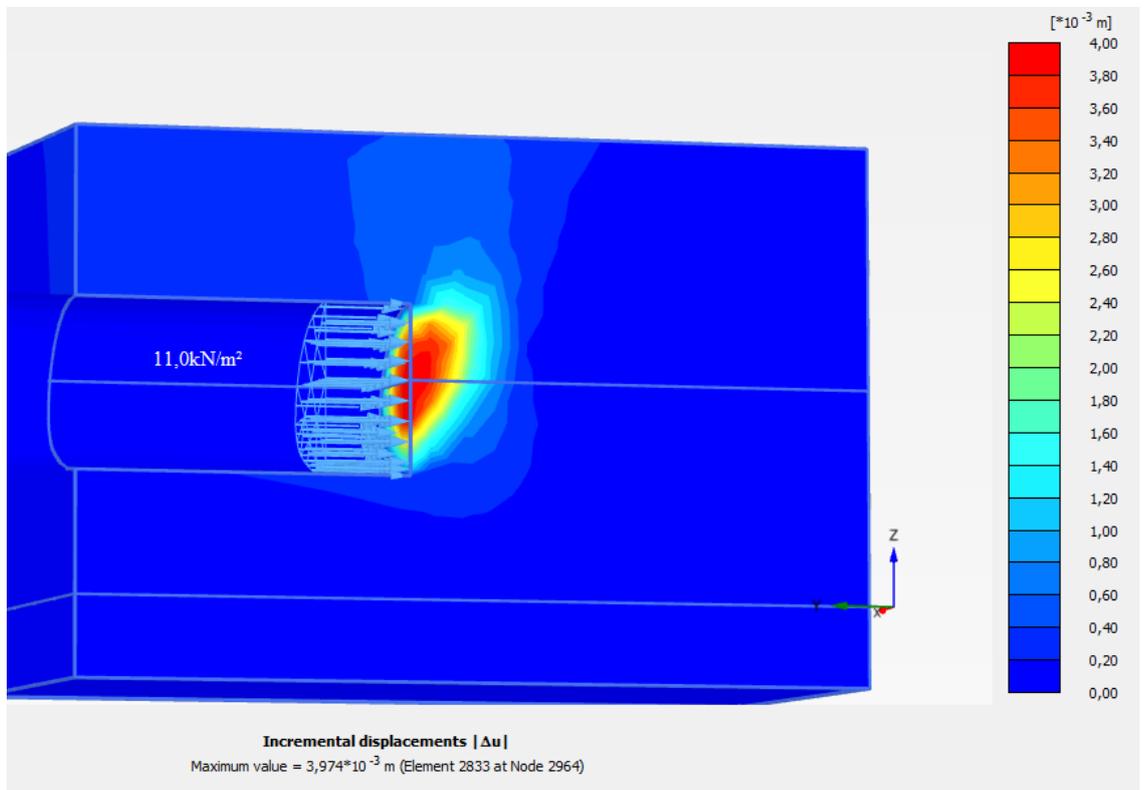
$\sigma_t = 0 \text{ kN/m}^2$



$\sigma_t = \text{último com ruptura}$



$\sigma_t = \text{Mínimo com estabilidade do maciço}$



A.10 Dados de Saídas dos Softwares do Estudo 10

- **Matlab (Leca e Dormieux (1990))**

```
alphamax =  
    28.8000  
  
sigma_t =  
    1.8580
```

- **Matlab (Mollon et al. (2009))**

```
Optimum_Beta =
```

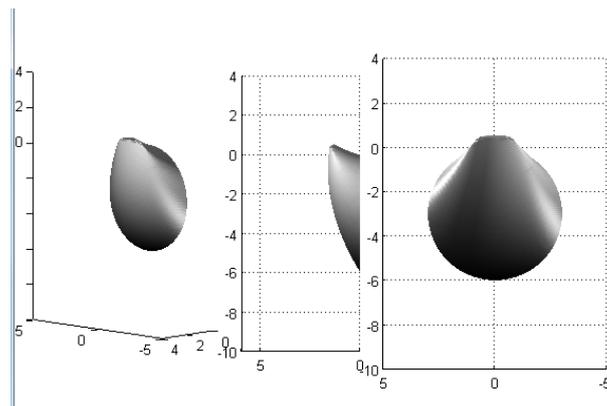
```
    26.7953
```

```
Optimum_R =
```

```
    5.1345
```

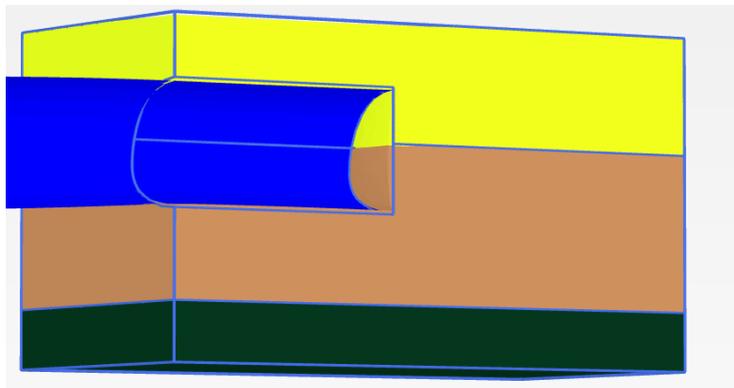
```
Optimum_SigmaC =
```

```
    3.9249
```



- **Plaxis 3D (Elementos Finitos)**

. σ = 0 kN/m²



. σ = 0 kN/m² (Estável)

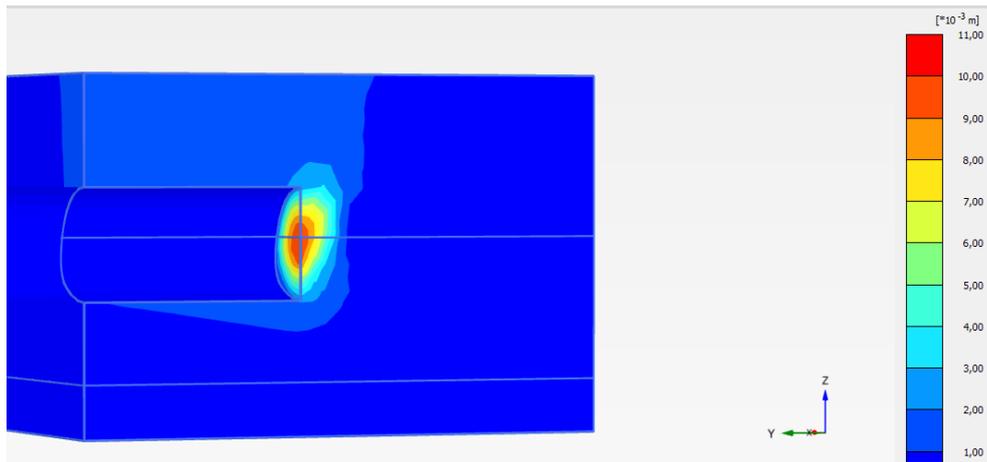
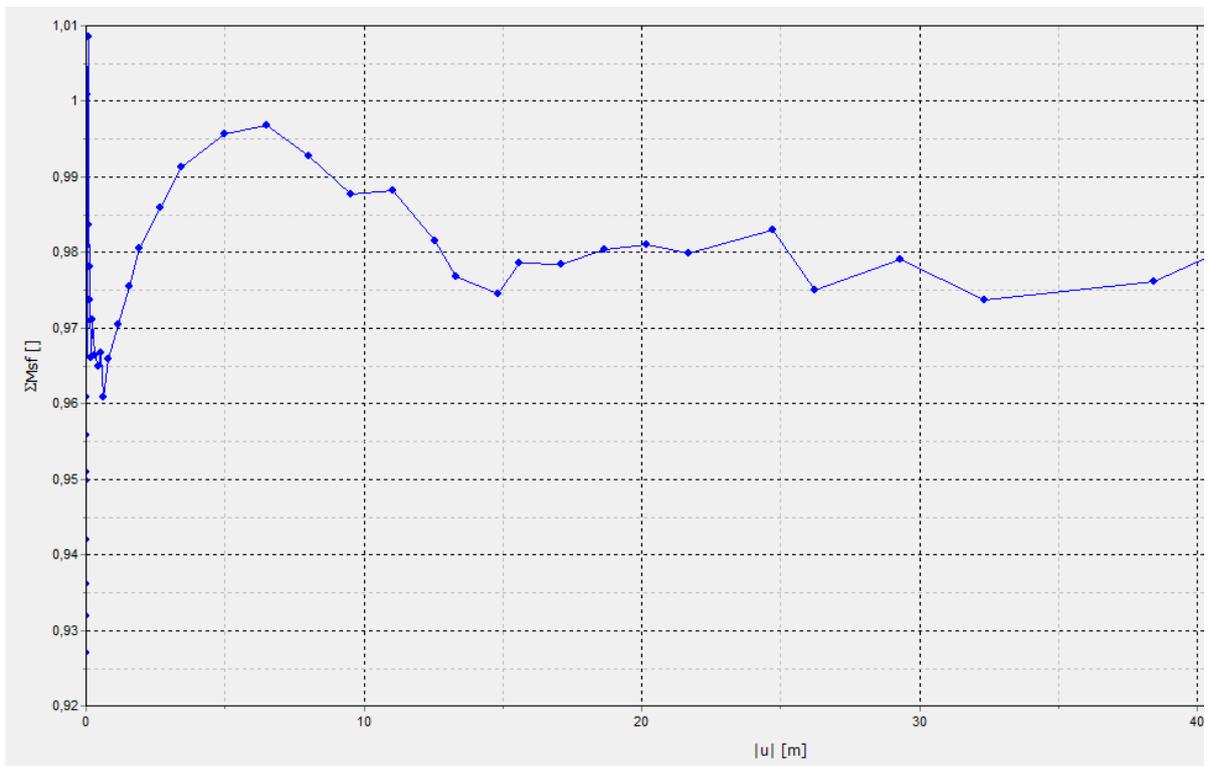


Gráfico 4 – Fator de Segurança

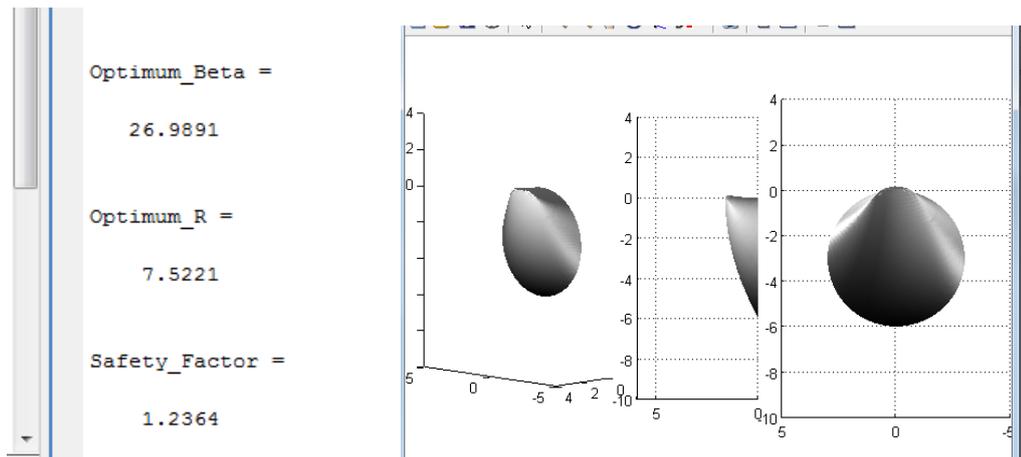


A.11 Dados de Saídas dos Softwares do Estudo 11

- **Matlab (Leca e Dormieux (1990))**

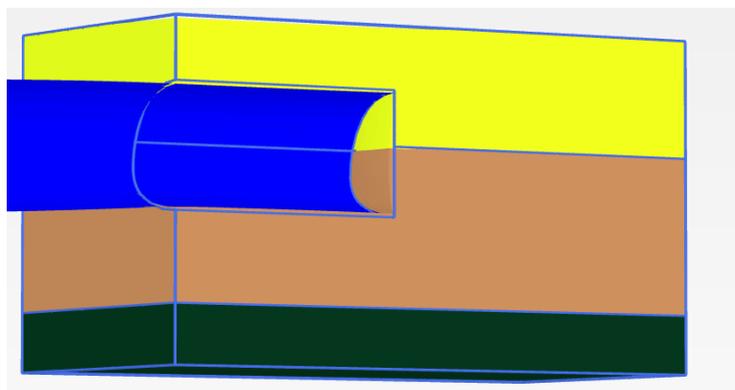
```
alphamax =  
    28.8000  
  
sigma_t =  
    -4.8824  
  
FSc =  
    1.6941
```

- **Matlab (Mollon et al. (2009))**



- **Plaxis 3D (Elementos Finitos)**

$\sigma = 0 \text{ kN/m}^2$



$\sigma_t = 0 \text{ kN/m}^2$ (Estável)

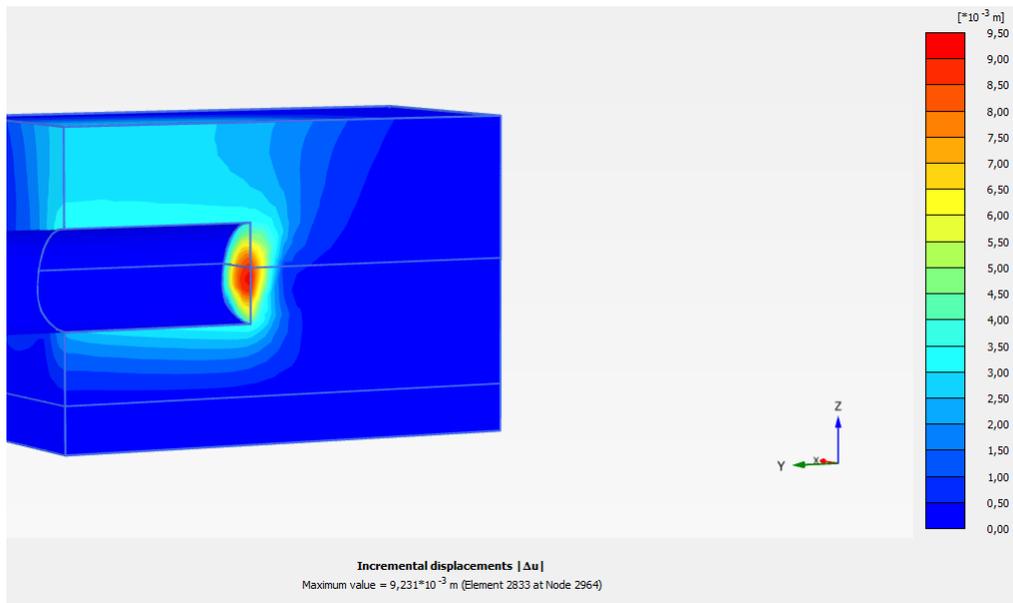
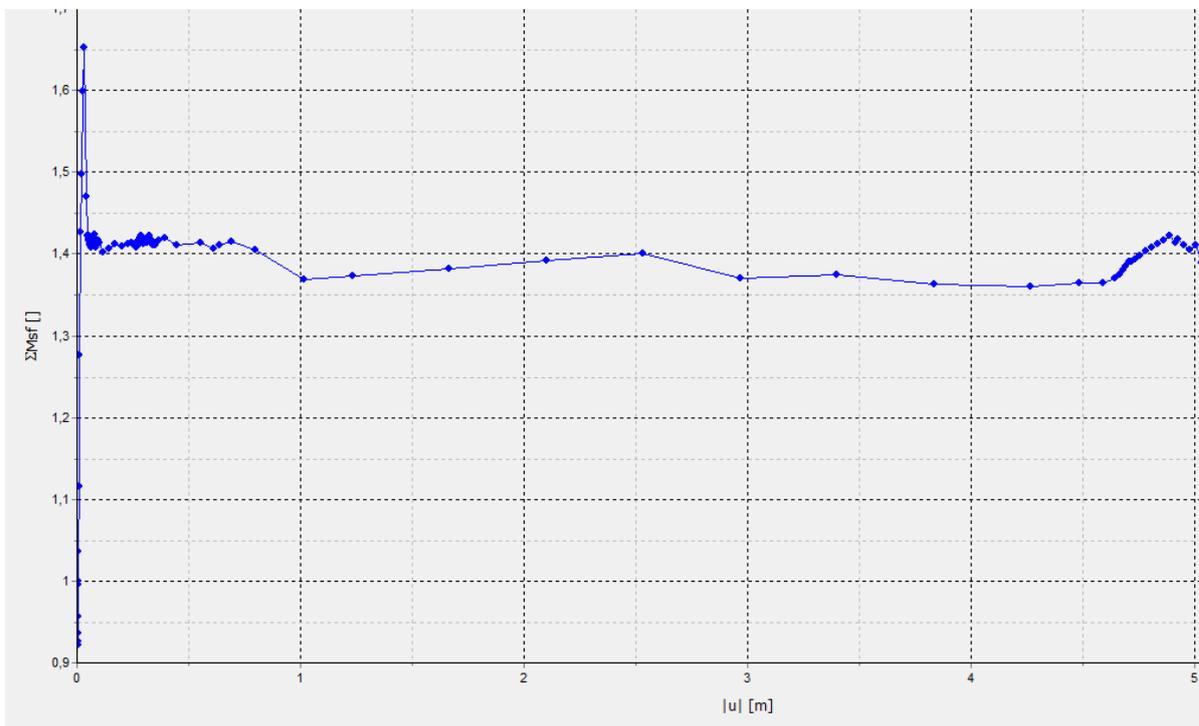


Gráfico 5 – Fator de Segurança



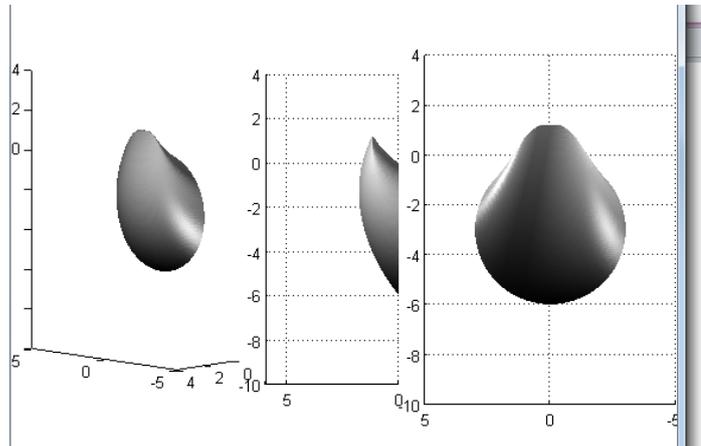
A.12 Dados de Saídas dos Softwares do Estudo 12

- **Matlab (Leca e Dormieux (1990))**

```
alphamax =  
  
    33.8000  
  
sigma_t =  
  
    12.1905  
fx |
```

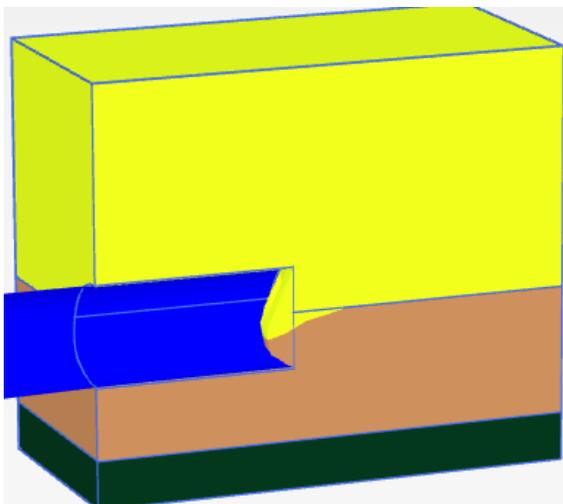
- **Matlab (Mollon et al. (2009))**

```
Optimum_Beta =  
  
    32.0966  
  
Optimum_R =  
  
    5.0571  
  
Optimum_SigmaC =  
  
    17.2820
```

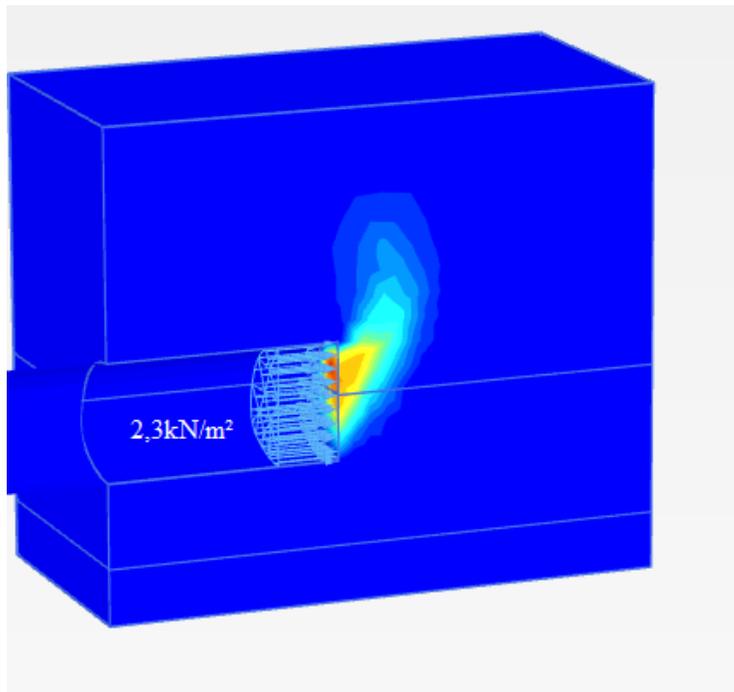


- **Plaxis 3D (Elementos Finitos)**

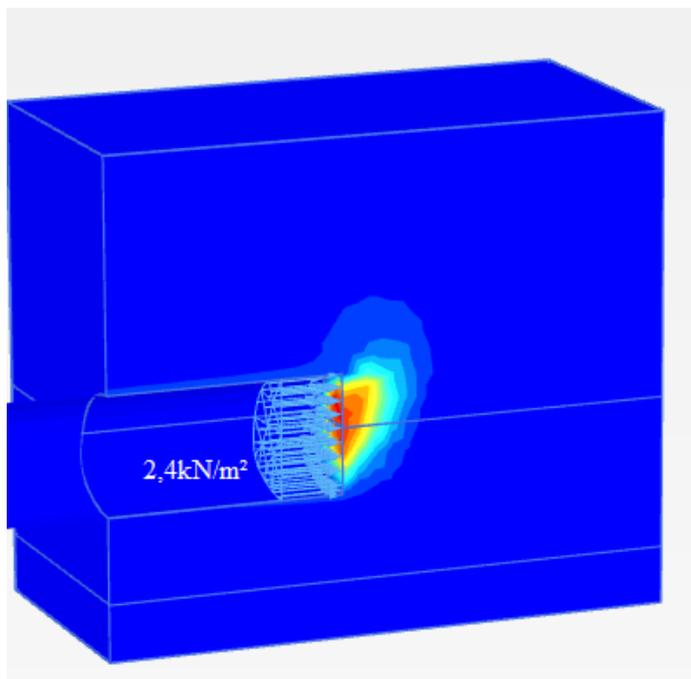
$\sigma = 0 \text{ kN/m}^2$



$\sigma_t =$ último com ruptura



$\sigma_t =$ Mínimo com estabilidade do maciço

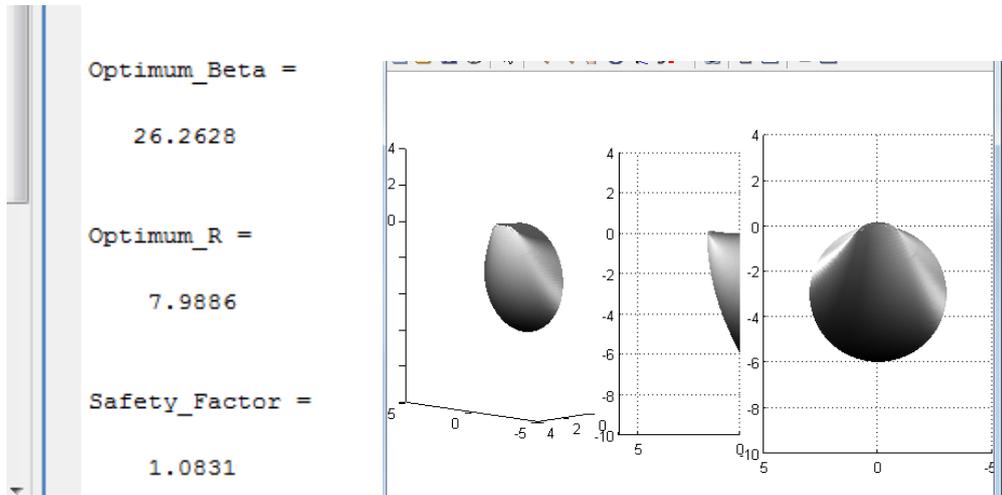


A.13 Dados de Saídas dos Softwares do Estudo 13

- Matlab (Leca e Dormieux (1990))

```
alphamax =  
    31.5000  
  
sigma_t =  
   -1.9722  
  
FSc =  
    1.1602
```

- Matlab (Mollon et al. (2009))



- **Plaxis 3D (Elementos Finitos)**

. $\sigma_t = 0$ kN/m² (Estável)

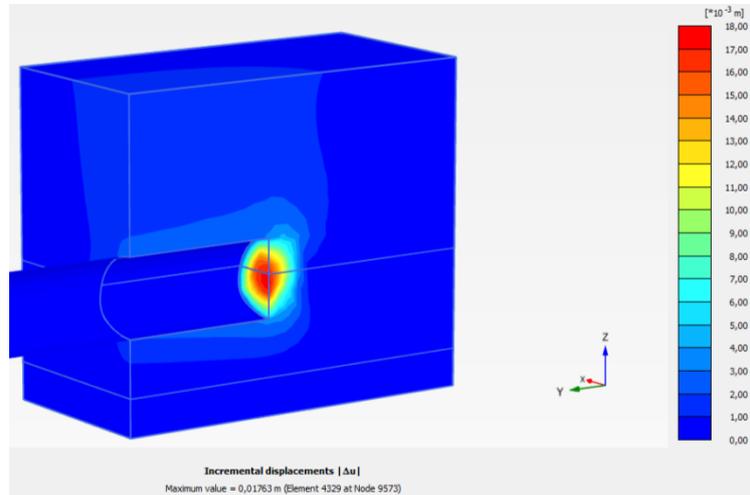
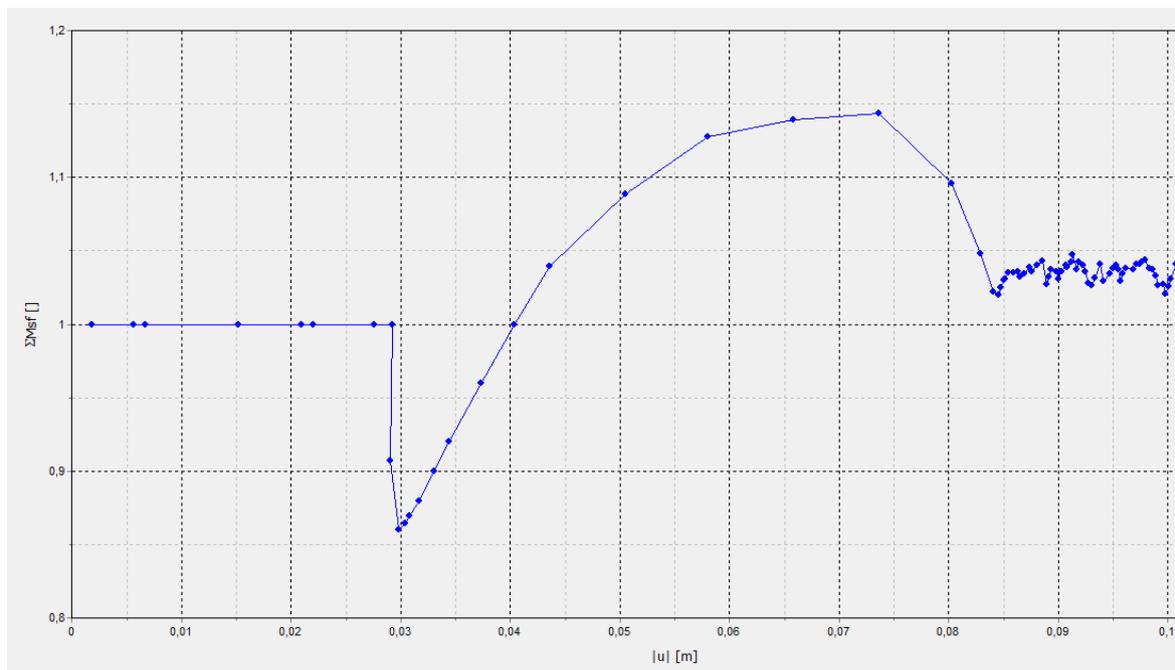


Gráfico 6 – Fator de Segurança

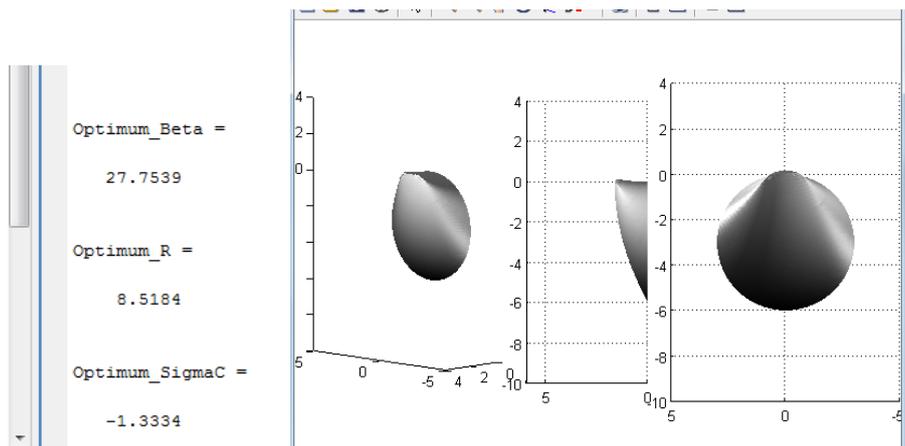


A.14 Dados de Saídas dos Softwares do Estudo 14

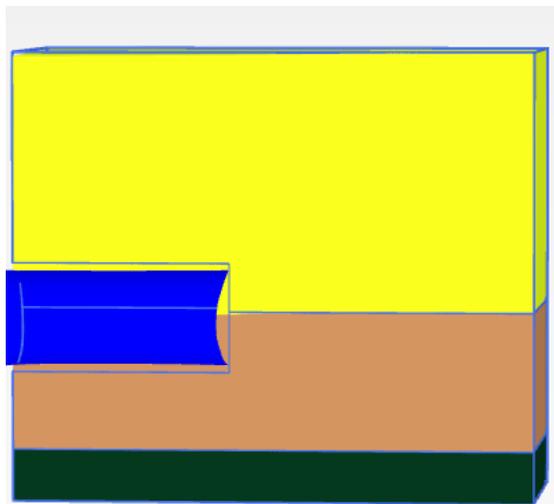
- Matlab (Leca e Dormieux (1990))

```
alphamax =  
    28.8000  
  
sigma_t =  
    -3.3191  
  
FSc =  
    1.3861
```

- Matlab (Mollon et al. (2009))



$\sigma_t = 0 \text{ kN/m}^2$



- **Plaxis 3D (Elementos Finitos)**

. $\sigma_t = 0$ kN/m² (Estável)

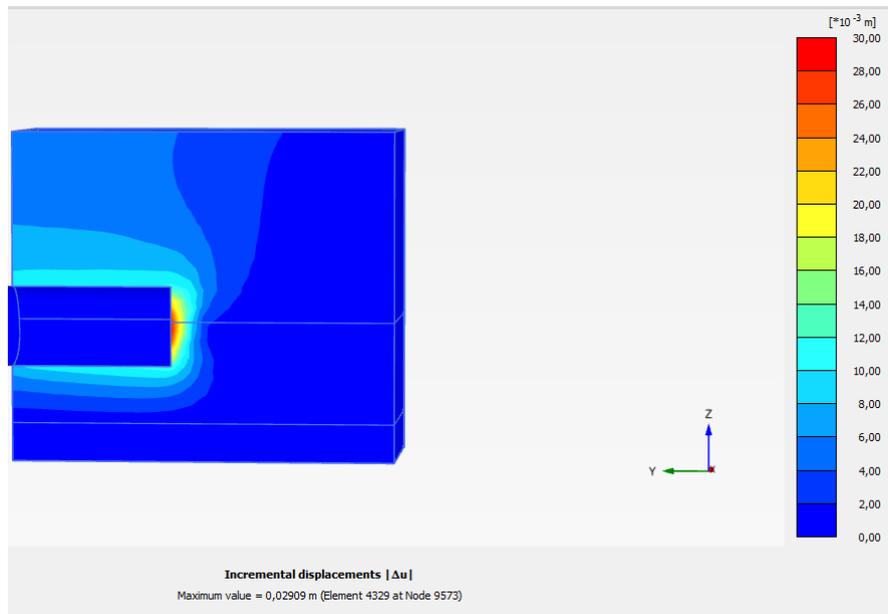
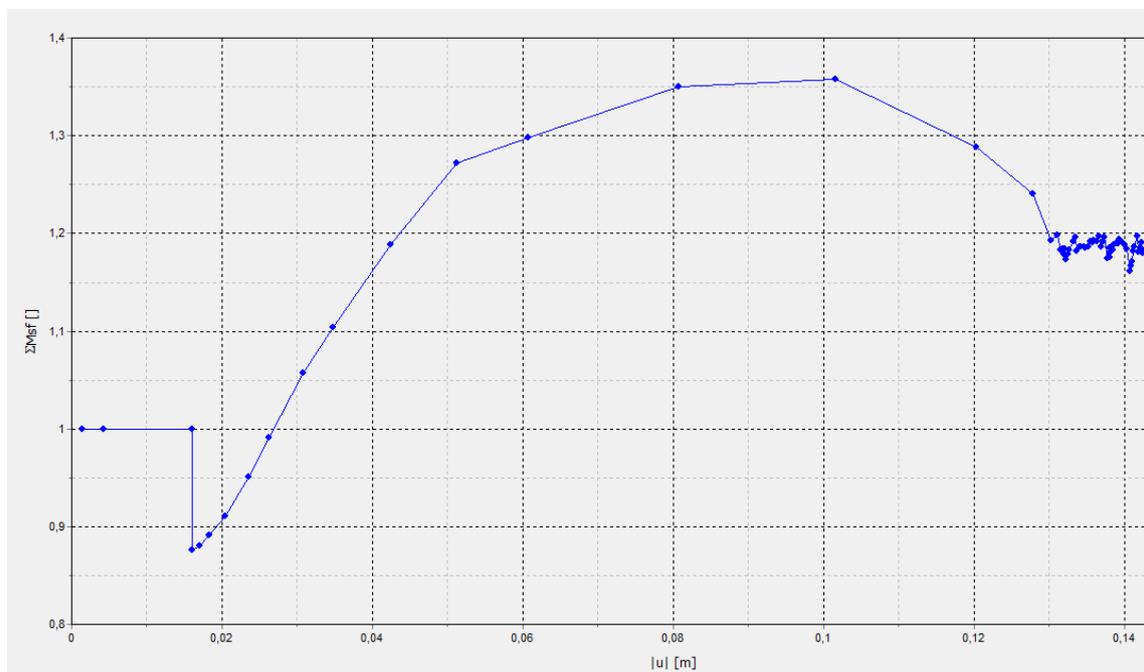


Gráfico 7 – Fator de Segurança



A.15 Dados de Saídas dos Softwares do Estudo 15

- **Matlab (Leca e Dormieux (1990))**

```
alphamax =  
    34.6000  
  
sigma_t =  
   -23.9340  
  
FSφ =  
    NaN  
  
FSc =  
    2.6943
```

- **Matlab (Mollon et al. (2009))**

```
Optimum_Beta =  
    32.6926  
  
Optimum_R =  
    5.0461  
  
Safety_Factor =  
    1.6853
```

.σt= 0 kN/m²

- **Plaxis 3D (Elementos Finitos)**

. $\sigma_t = 0$ kN/m² (Estável)

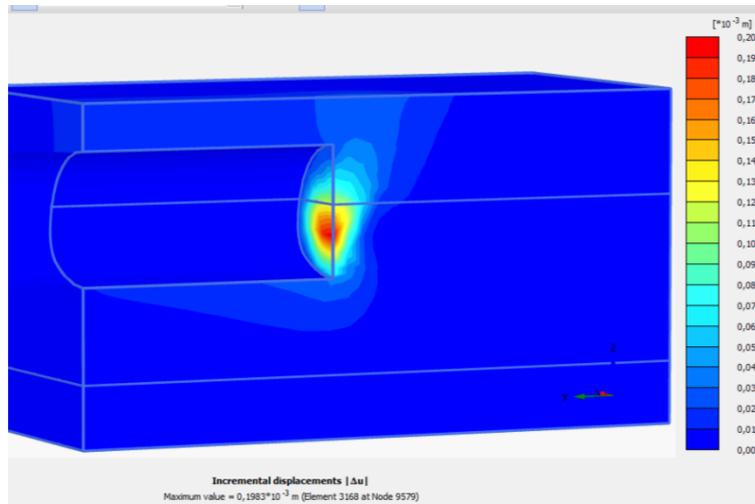
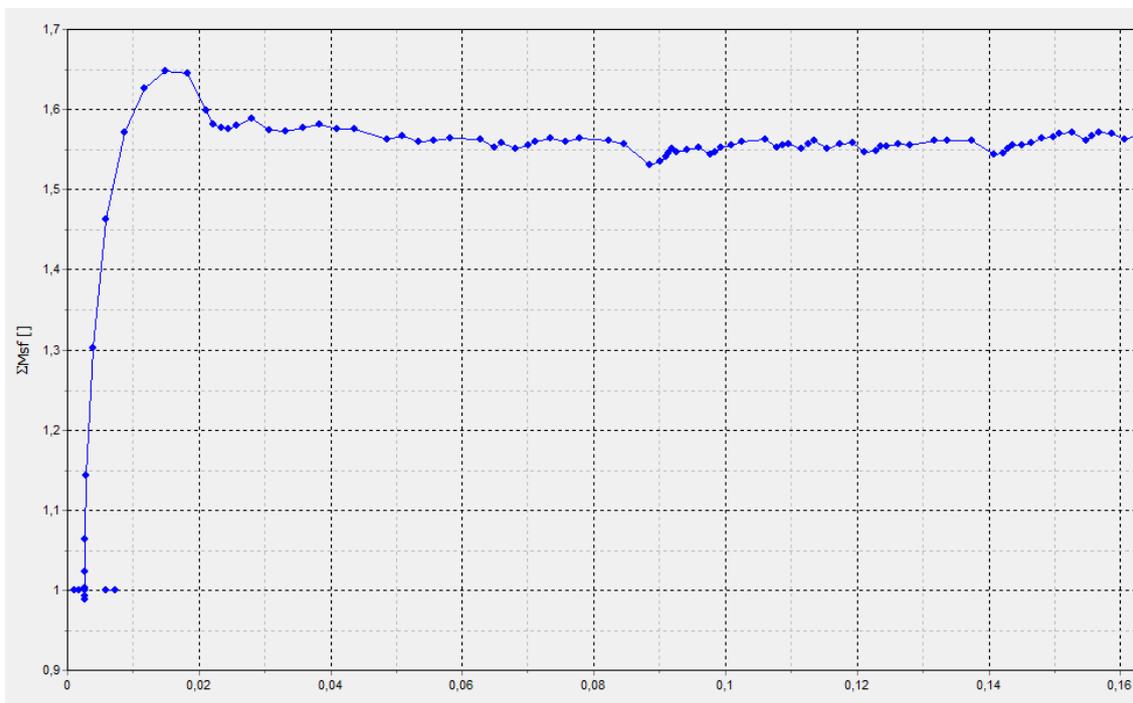


Gráfico 8 – Fator de Segurança



A.16 Dados de Saídas dos Softwares do Estudo 16

- **Matlab (Leca e Dormieux (1990))**

```
alphamax =  
    22.7000  
  
sigma_t =  
   -19.8927  
  
FSc =  
    3.7009
```

- **Matlab (Mollon et al. (2009))**

```
Optimum_Beta =  
    30.4696  
  
Optimum_R =  
    4.6369  
  
Safety_Factor =  
    1.6683
```

- **Plaxis 3D (Elementos Finitos)**

. $\sigma_t = 0$ kN/m² (Estável)

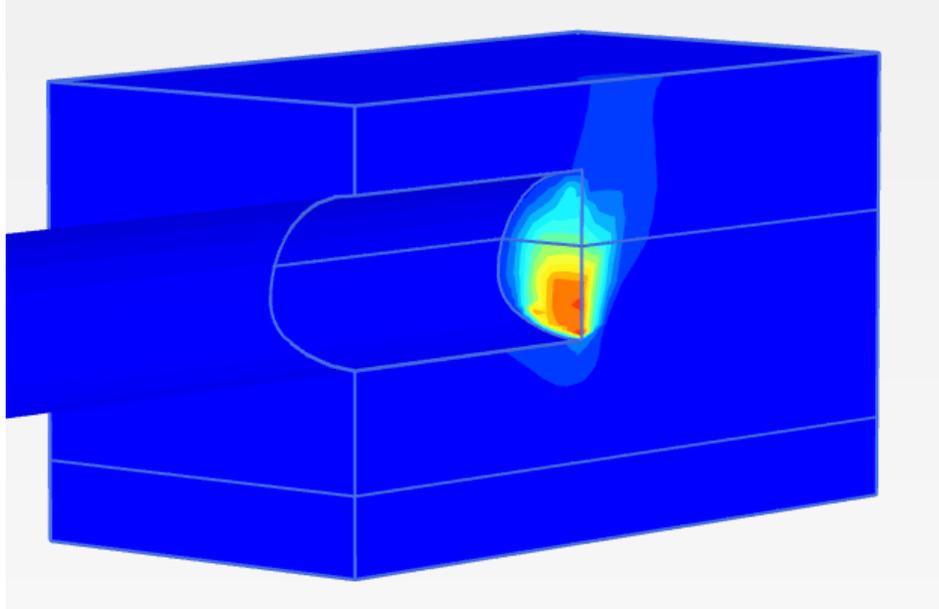
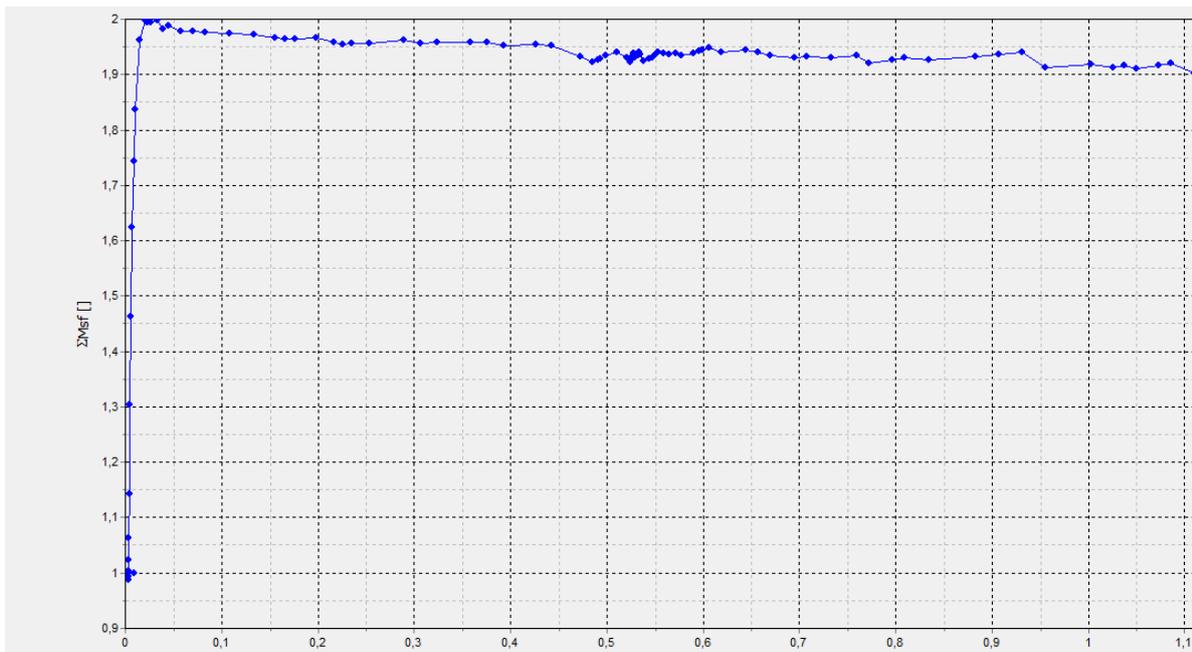


Gráfico 9 – Fator de Segurança



A.17 Dados de Saídas dos Softwares do Estudo 17

- **Matlab (Leca e Dormieux (1990))**

```
alphamax =  
    36.4000  
  
sigma_t =  
   -34.6743  
  
FS =  
    NaN  
  
CS =  
    2.5966
```

- **Matlab (Mollon et al. (2009))**

```
Optimum_Beta =  
    30.4696  
  
Optimum_R =  
    4.6369  
  
Safety_Factor =  
    1.6683
```

- **Plaxis 3D (Elementos Finitos)**

. $\sigma_t = 0$ kN/m² (Estável)

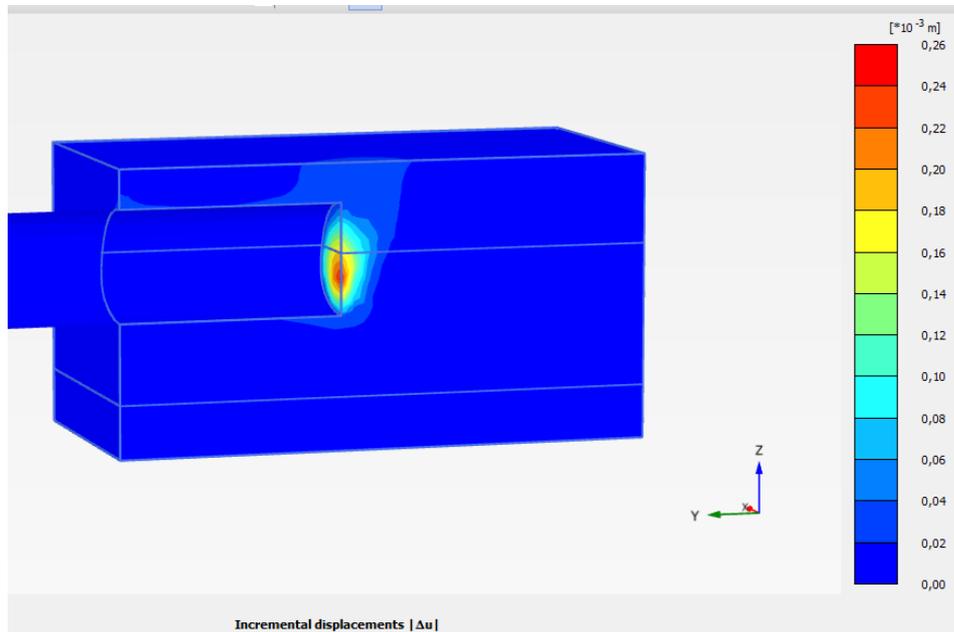
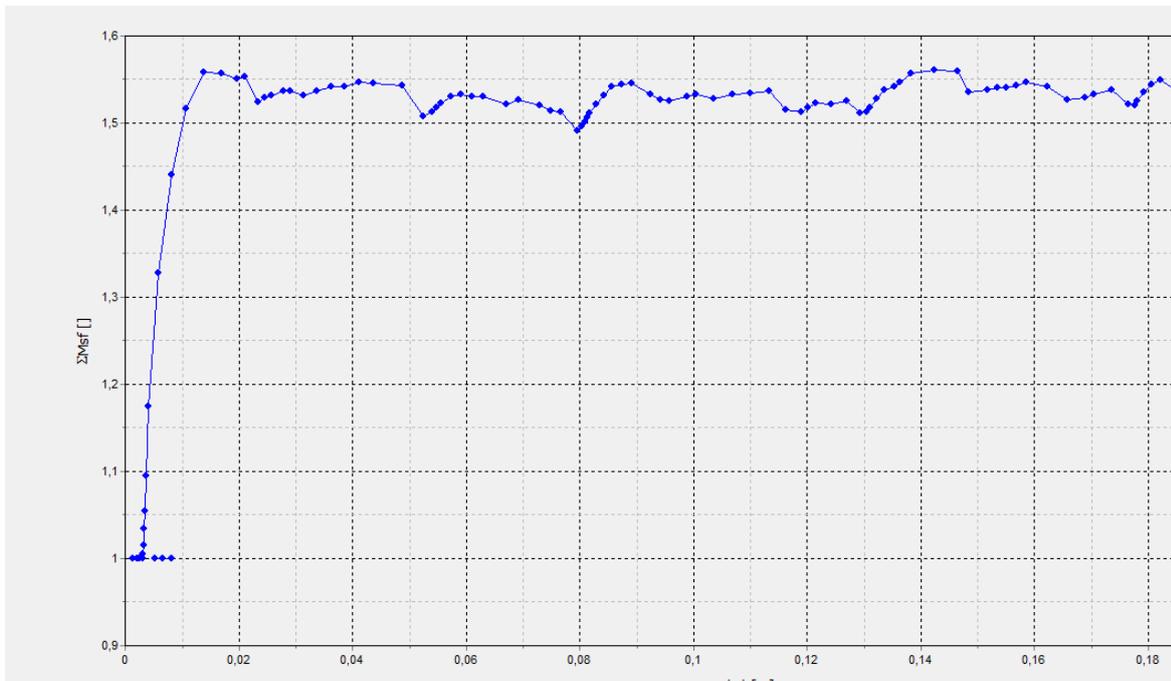


Gráfico 10 – Fator de Segurança



A.18 Dados de Saídas dos Softwares do Estudo 18

- **Matlab (Leca e Dormieux (1990))**

```
alphamax =  
    35.4000  
  
sigma_t =  
   -81.7086  
  
FS $\phi$  =  
    NaN  
  
FSc =  
    3.4194
```

- **Matlab (Mollon et al. (2009))**

```
Optimum_Beta =  
    32.6926  
  
Optimum_R =  
    5.0461  
  
Safety_Factor =  
    1.6853
```

- **Plaxis 3D (Elementos Finitos)**

. $\sigma_t = 0$ kN/m² (Estável)

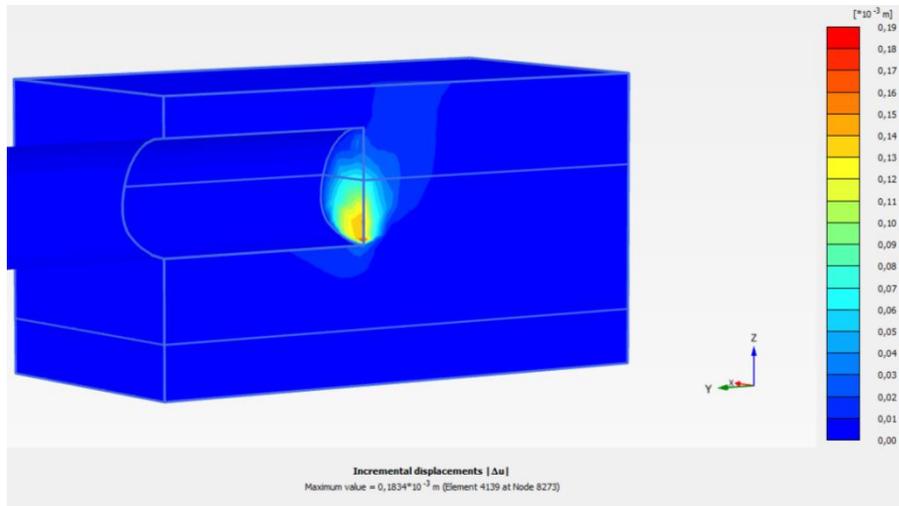
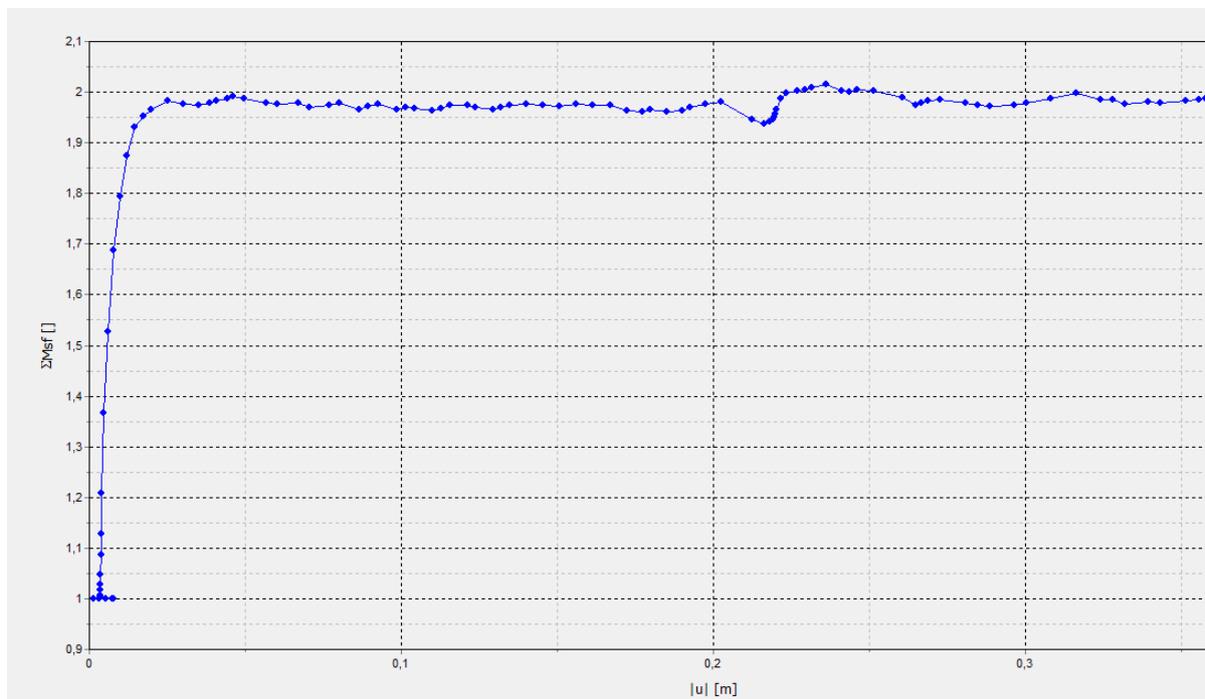


Gráfico 11 – Fator de Segurança



A.19 Dados de Saídas dos Softwares do Estudo 19

- **Matlab (Leca e Dormieux (1990))**

```
alphamax =  
    34.6000  
  
sigma_t =  
   -23.9340  
  
FSc =  
    2.7495
```

- **Matlab (Mollon et al. (2009))**

```
Para =  
    31.6796    5.2110  
  
sig =  
    0.0117  
  
FS_Penal =  
    1.7264
```

- **Plaxis 3D (Elementos Finitos)**

. $\sigma_t = 0$ kN/m² (Estável)

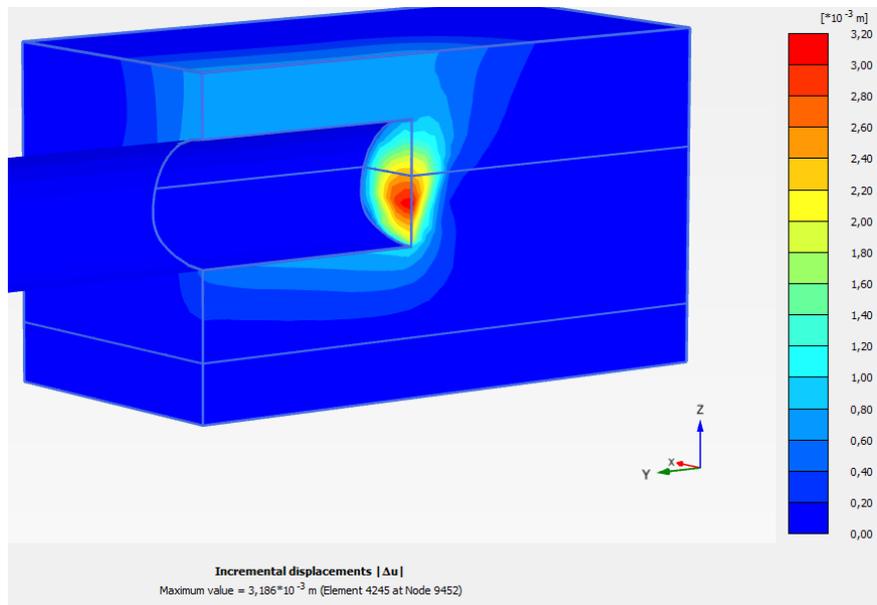
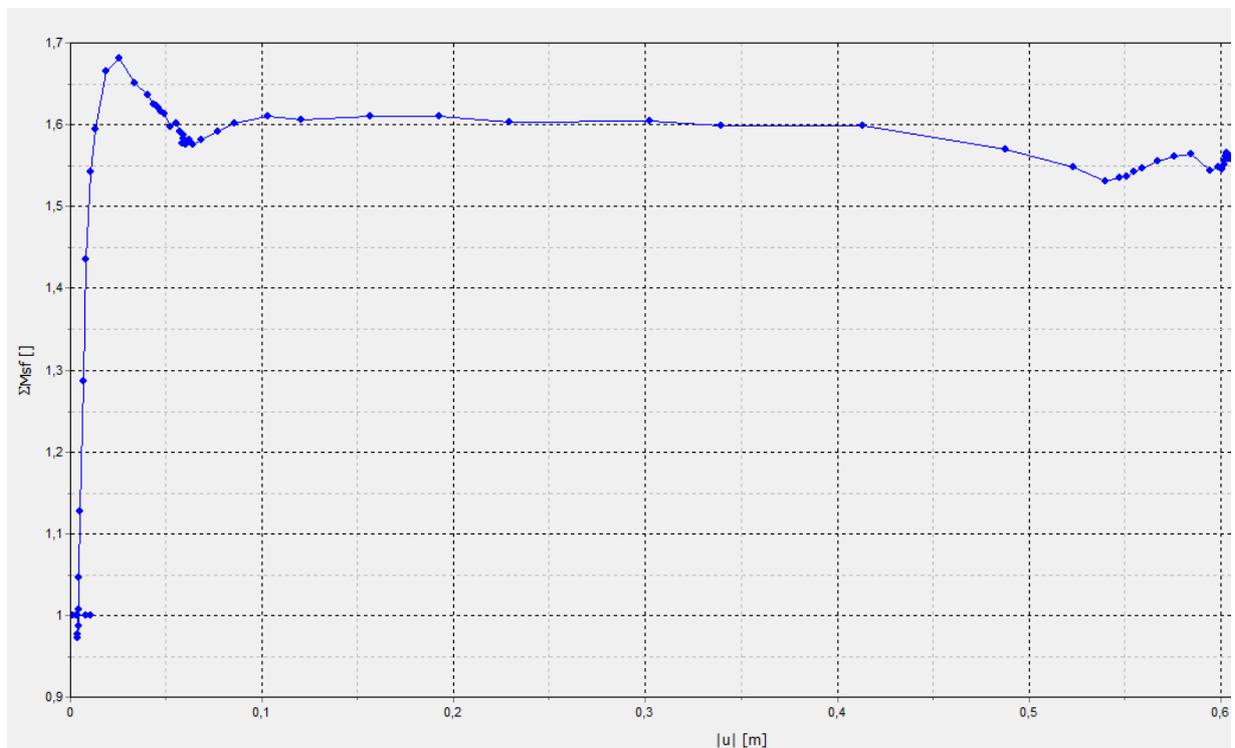


Gráfico 12 – Fator de Segurança



A.20 Dados de Saídas dos Softwares do Estudo 20

- **Matlab (Leca e Dormieux (1990))**

```
alphamax =  
    41.6000  
  
sigma_t =  
   -17.6656  
  
FSc =  
    2.7102
```

- **Matlab (Mollon et al. (2009))**

```
Para =  
    31.6796    5.2110  
  
sig =  
    0.0117  
  
FS_Penal =  
    1.7264
```

- **Plaxis 3D (Elementos Finitos)**

. $\sigma_t = 0$ kN/m² (Estável)

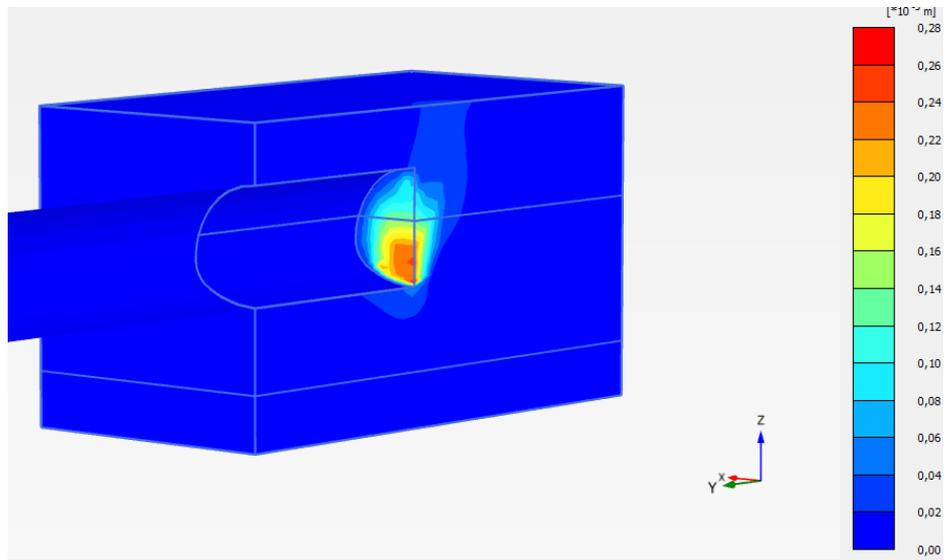
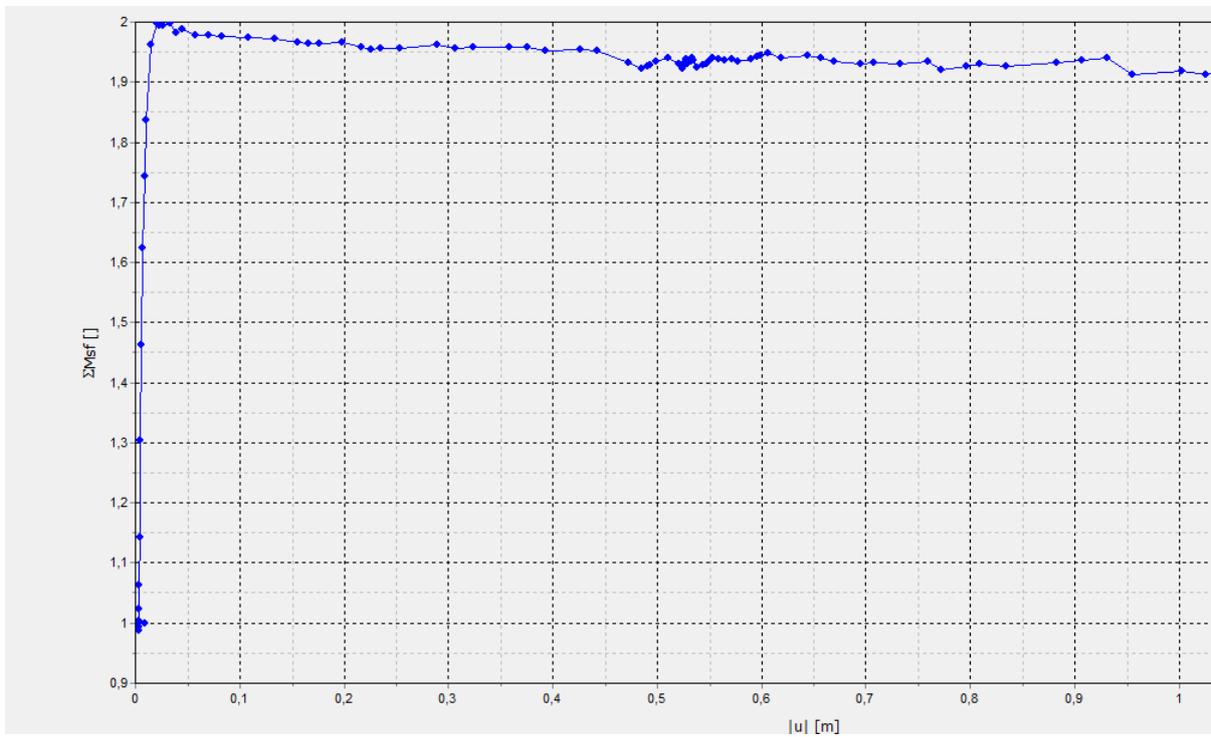


Gráfico 13 – Fator de Segurança



APÊNDICE I

A.1 Derivação da solução do limite superior associado ao mecanismo MII (Leca e Dormieux, 1990).

Dois cones são considerados, δ_1 (vértice Ω_1 , eixo Δ_1) no qual a base Σ_1 está no mesmo plano da face do túnel; e, δ_2 (vértice Ω_2 , eixo Δ_2) no qual a base Σ_{12} está no plano π (δ_1 e δ_2 tem as mesmas propriedades geométricas, como mostrado na figura 1. O primeiro bloco a se movimentar \mathcal{B}_1 corresponde a porção de δ_1 localizada a baixo do plano π e \mathcal{B}_2 é a porção de δ_2 localizada abaixo da superfície do terreno. Quatro sistemas de eixos serão referentes aos: (O,x,y,z) associados à frente do túnel; $(\Omega_1, X_1, Y_1, Z_1)$ associados a δ_1 ; $(\Omega_2, 2, Y_2, Z_2)$ associados a δ_2 ; e (B, X', Y', Z') associados aos planos π e π' .

As transformações de coordenadas usadas são:

$$X_1 = x \quad (1)$$

$$Y_1 = \frac{D}{2} \operatorname{sen} \alpha \operatorname{tg} \phi' - y \cos \alpha + z \operatorname{sen} \alpha \quad (2)$$

$$Z_1 = \frac{D \cos \alpha}{2 \operatorname{tg} \phi'} - y \operatorname{sen} \alpha - z \cos \alpha \quad (3)$$

$$X_1 = x' \quad (4)$$

$$Y_1 = -\frac{D}{2} \frac{\cos(\alpha+\phi') \operatorname{sen} \phi' \cos \beta}{\operatorname{sen}(\beta+\phi') \cos \phi'} - Y' \operatorname{sen} \beta - Z' \cos \beta \quad (5)$$

$$Z_1 = -\frac{D}{2} \frac{\cos(\alpha+\phi')}{\operatorname{sen}(\beta+\phi')} \operatorname{sen} \beta \frac{\cos \phi'}{\operatorname{sen} \phi'} + Y' \cos \beta - Z' \operatorname{sen} \beta \quad (6)$$

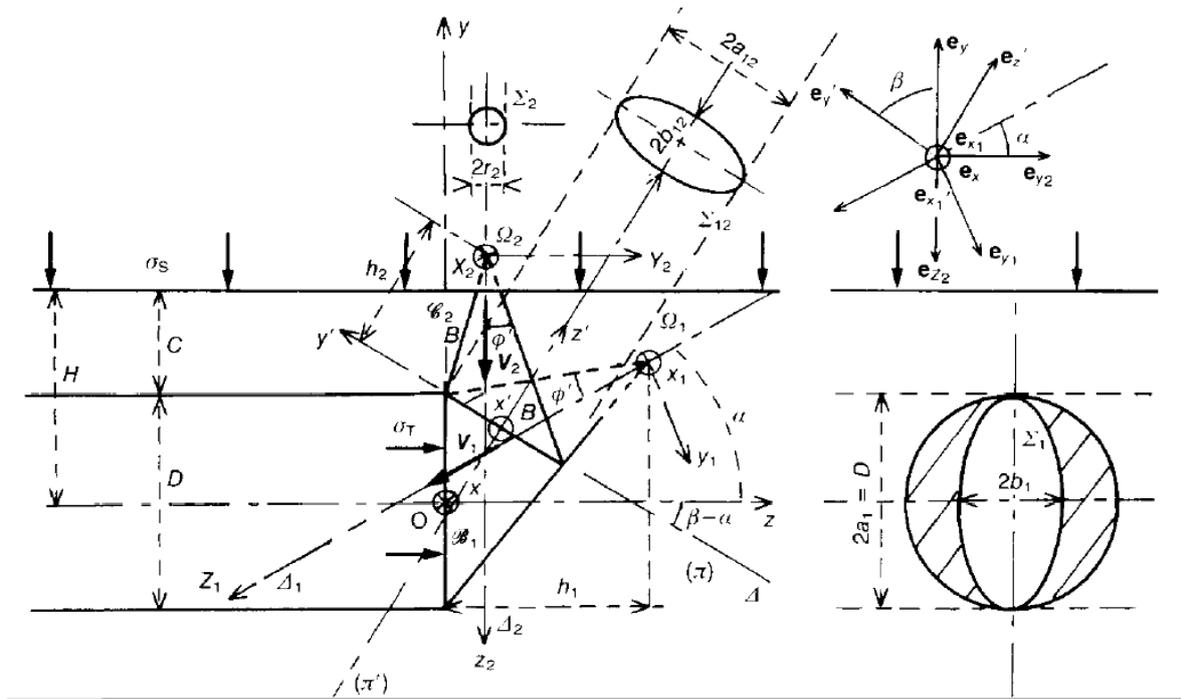


Figura 1 – Mecanismo de ruptura MII, proposto por Leca e Dormieux

Desde que o plano π seja escolhido para que Δ_2 seja vertical, teremos a relação entre α e β :

$$2\beta - \alpha = \pi/2 \quad (7)$$

Os comprimentos de h_1 e h_2 dos cones δ_1 e δ_2 são respectivamente:

$$h_1 = D \frac{\cos(\alpha - \phi') \cos(\alpha + \phi')}{\text{sen}2\phi} \quad (8)$$

$$h_2 = D \frac{\text{sen}(\beta - \phi') \cos(\alpha + \phi')}{\text{sen}2\phi} \quad (9)$$

δ_1 intercepta a face do túnel juntamente com a elipse Σ_1 (figura 1) nos quais os comprimentos dos semi-eixos são:

$$a_1 = \frac{D}{2} \quad (10)$$

$$b_1 = \frac{D}{2} \frac{\sqrt{[\cos(\alpha - \phi') \cos(\alpha + \phi')]}{\cos\phi'} \quad (11)$$

A área \mathcal{A}_1 de Σ_1 é

$$\mathcal{A}_1 = \frac{\pi D^2}{4} \frac{\sqrt{[\cos(\alpha - \phi') \cos(\alpha + \phi')]}]{\cos \phi'} \quad (12)$$

A interseção Σ_{12} de δ_2 com o plano π é também uma elipse (figura 1) com o comprimento do semi-eixo:

$$a_{12} = D^2 \frac{\cos(\alpha + \phi')}{\text{sen}(\beta + \phi')} \quad (13)$$

$$b_{12} = \frac{\cos(\alpha + \phi')}{\cos \phi'} \left[\frac{\text{sen}(\beta - \phi')}{\text{sen}(\beta + \phi')} \right]^{1/2} \quad (14)$$

A área \mathcal{A}_{12} de Σ_{12} é:

$$\mathcal{A}_{12} = \frac{\pi D^2}{4} \frac{\cos^2(\alpha + \phi')}{\cos \phi'} \frac{\sqrt{[\text{sen}(\beta - \phi')]}]{[\text{sen}(\beta + \phi')]^{\frac{3}{2}}} \quad (15)$$

A interseção Σ_2 do δ_2 com a superfície do terreno é um círculo no qual o raio r_2 é igual a:

$$r_2 = \frac{D}{2} \left[\frac{\text{sen} \beta \cos \alpha}{\text{sen} \phi' \text{sen}(\beta + \phi')} - \left(2 \frac{C}{D} + 1 \right) \right] \text{tg} \phi' \quad (16)$$

Qual a área \mathcal{A}_2 é:

$$\mathcal{A}_2 = \frac{\pi}{4} D^2 \left[\frac{\text{sen} \beta \cos \alpha}{\text{sen} \phi' \text{sen}(\beta + \phi')} - \left(2 \frac{C}{D} + 1 \right) \right]^2 \text{tg}^2 \phi' \quad (17)$$

Desde que \mathcal{B}_1 é obtido deslocando um cone idêntico ao δ_2 para o cone δ_1 , o seu volume \mathcal{V}_{b1} , e sua área lateral \mathcal{L}_{b1} , podem ser colocados da seguinte forma:

$$\mathcal{V}_{b1} = \mathcal{V}_1 - \mathcal{V}_2 \quad (18)$$

$$\mathcal{L}_{b1} = \mathcal{L}_1 - \mathcal{L}_2 \quad (19)$$

Onde \mathcal{V}_1 e \mathcal{V}_2 , e \mathcal{L}_1 e \mathcal{L}_2 são, respectivamente, os volumes e as áreas laterais dos cones δ_1 e δ_2 . \mathcal{V}_1 , \mathcal{V}_2 , \mathcal{L}_1 e \mathcal{L}_2 são determinados por:

$$\mathcal{V}_1 = \frac{\pi D^3}{12} \frac{[\cos(\alpha - \phi') \cos(\alpha + \phi')]^{3/2}}{\cos \phi' \operatorname{sen} 2\phi'} \quad (20)$$

$$\mathcal{V}_2 = \frac{\pi D^3}{12} \frac{\cos^3(\alpha + \phi')}{\cos \phi' \operatorname{sen} 2\phi'} \left[\frac{\operatorname{sen}(\beta - \phi')}{\operatorname{sen}(\beta + \phi')} \right]^{3/2} \quad (21)$$

$$\mathcal{L}_1 = \frac{\pi D^2}{4} \operatorname{cosec} \alpha \cdot \frac{[\cos(\alpha - \phi') \cos(\alpha + \phi')]^{1/2}}{\operatorname{sen} \phi' \cos \phi'} \quad (22)$$

$$\mathcal{L}_2 = \frac{\pi D^2}{4} \frac{\operatorname{sen} \beta \cos^2(\alpha + \phi')}{\operatorname{sen} \phi' \cos \phi'} \frac{\sqrt{[\operatorname{sen}(\beta - \phi')]} }{[\operatorname{sen}(\beta + \phi')]^{3/2}} \quad (23)$$

O volume \mathcal{V}_{b2} e a área lateral \mathcal{L}_{b2} do bloco \mathcal{B}_2 são determinados por:

$$\mathcal{V}_{b2} = \mathcal{V}_2 - \mathcal{V}_3 \quad (24)$$

$$\mathcal{L}_{b2} = \mathcal{L}_2 - \mathcal{L}_3 \quad (25)$$

Onde \mathcal{V}_2 e \mathcal{L}_2 são dados pelas equações 21 e 23, e \mathcal{V}_3 e \mathcal{L}_3 são, respectivamente, os volumes e as áreas laterais da porção de δ_2 localizados acima do terreno:

$$\mathcal{V}_3 = \frac{\pi D^3}{12} \frac{1}{2} \left[\frac{\operatorname{sen} \beta \operatorname{cosec} \alpha}{\operatorname{sen} \phi' \operatorname{sen}(\beta + \phi')} - \left(\frac{2C}{D} + 1 \right) \right]^3 t g^2 \phi' \quad (26)$$

$$\mathcal{L}_3 = \frac{\pi D^2}{4} \frac{\operatorname{sen} \phi'}{\cos^2 \phi'} \left[\frac{\operatorname{sen} \beta \operatorname{cosec} \alpha}{\operatorname{sen} \phi' \operatorname{sen}(\beta + \phi')} - \left(\frac{2C}{D} + 1 \right) \right]^2 \quad (27)$$

Nesse momento é conveniente que sejam introduzidos os coeficientes de diminuição:

$$\operatorname{Ra} := \frac{\sqrt{(\cos(\alpha - \phi) \cdot \cos(\alpha + \phi))}}{\cos(\phi)} \quad (28)$$

$$\operatorname{Rb} := \frac{\cos(\alpha - \phi) \cdot \cos(\alpha + \phi)}{\sin(2 \cdot \phi)} \quad (29)$$

$$R_c := \left(\frac{\cos(\alpha + \phi)}{\cos(\phi)} \right) \cdot \left(\frac{\sin(\beta - \phi)}{\sin(\beta + \phi)} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (30)$$

$$R_d := \frac{\sin(\beta)}{\sin(\phi) \cdot \sin(\beta + \phi)} \quad (31)$$

$$R_e := \left[\frac{(\cos(\phi))^2}{\cos(\alpha + \phi)} \right] \cdot R_c - \left(2 \cdot \frac{C}{D} \right) \cdot \sin(\phi) \quad (32)$$

Esses coeficientes permitem definir \mathcal{V}_{b1} , \mathcal{L}_{b1} , \mathcal{V}_{b2} e \mathcal{L}_{b2} de um forma simplificada:

$$\mathcal{V}_{b1} = \frac{\pi D^3}{12} \left(R_a R_b - \frac{\cos \phi'}{2 \text{sen} \phi'} R_c^3 \right) \quad (33)$$

$$\mathcal{L}_{b1} = \frac{\pi D^2}{4} \left[\frac{\cos \alpha}{\text{sen} \phi'} R_a - \cos(\alpha + \phi) R_c R_{b1} \right] \quad (34)$$

$$\mathcal{V}_{b2} = \frac{\pi D^3}{12} \left[\frac{\cos \alpha}{2 \text{sen} \phi'} R_c^3 - \frac{\text{sen}^2 \phi'}{2 \cos^2 \phi'} \left(\frac{\cos^2 \phi'}{\text{sen} \phi'} \frac{R_c^2}{\cos(\alpha + \phi')} - 2 \frac{C}{D} \right)^2 \right] \quad (35)$$

$$\mathcal{L}_{b2} = \frac{\pi D^2}{4} \left[\cos(\alpha + \phi') R_c R_d - \frac{\text{sen} \phi'}{\cos^2 \phi'} \left(\frac{\cos^2 \phi'}{\text{sen} \phi'} \frac{R_c^2}{\cos(\alpha + \phi')} - 2 \frac{C}{D} \right)^2 \right] \quad (36)$$

Campo de velocidade

Ambos \mathcal{B}_1 e \mathcal{B}_2 são blocos rígidos cujas velocidades são respectivamente:

$$\mathbf{V}_1 = V_1 \mathbf{e}_{21} \quad (37)$$

$$\mathbf{V}_2 = V_2 \mathbf{e}_{23} \quad (38)$$

Desde que \mathcal{B}_1 e \mathcal{B}_2 não se movam na mesma velocidade, a descontinuidade das velocidades é criada ao longo das interseções com Σ_{12} , e a velocidade relativa V_{12} , necessita ser considerada entre \mathcal{B}_1 e \mathcal{B}_2 (Figura 2).

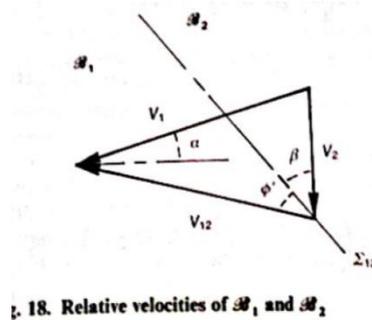


Figura 2 – Velocidades relativas dos Planos \mathcal{B}_1 e \mathcal{B}_2

Em ordem para a relação $\phi' \leq \theta_d \leq \pi - \phi'$ seja satisfeita, o ângulo entre V_{12} e a superfície de descontinuidade Σ_{12} , será novamente escolhido igual a ϕ' . Isso simplifi as relações entre V_1 , V_2 e V_{12} a seguir:

$$V_1 = \frac{\text{sen}(\beta + \phi')}{\text{sen}(\beta - \phi')} V_2 \quad (39)$$

$$V_{12} = \frac{\text{cos} \alpha}{\text{sen}(\beta - \phi')} V_2 \quad (40)$$

A energia plástica podem ser dissipadas ao longo da área lateral de δ_1 e δ_2 e ao longo de Σ_{12} . Em todos os três casos de dissipação de energia por unidade de área é:

$$\frac{dP_v}{d\Sigma} = c' V \text{cos} \phi' \quad (41)$$

Com $V=V_1$ em δ_1 , $V=V_2$ em δ_2 , e $V=V_{12}$ em Σ_{12} .

Energia por carregamentos externos

$$\mathcal{P}_e = \mathcal{P}_T + \mathcal{P}_S + \mathcal{P}_\gamma \quad (42)$$

onde \mathcal{P}_T , \mathcal{P}_S e \mathcal{P}_γ são definidos por:

$$\mathcal{P}_T = \iint_{\Sigma_1} (-\sigma_T e_z) \cdot (V_1 e_{z_1}) d\Sigma = -\sigma_T V_1 \text{cos} \alpha \cdot \mathcal{A}_1 \quad (43)$$

$$\mathcal{P}_S = \iint_{\Sigma_2} (-\sigma_S e_\gamma) \cdot (V_2 e_{z_2}) d\Sigma = -\sigma_S V_2 \cos \alpha \mathcal{A}_2 \quad (44)$$

$$\begin{aligned} \mathcal{P}_Y &= \iiint_{\mathcal{B}_1} (-\gamma e_\gamma) \cdot (V_1 e_{z_1}) d\mathcal{V} + \iiint_{\mathcal{B}_2} (-\gamma e_\gamma) \cdot (V_2 e_{z_2}) d\mathcal{V} \\ &= \gamma V_1 \operatorname{sen} \alpha \mathcal{V}_{b1} + \gamma V_2 \mathcal{V}_{b2} \end{aligned} \quad (45)$$

Depois de substituir as equações (12), (17), (33), (35) e (39) por \mathcal{A}_1 , \mathcal{A}_2 , \mathcal{V}_{b1} , \mathcal{V}_{b2} e V_1 encontramos:

$$\mathcal{P}_T = -\frac{\pi D^2 \cos \alpha \cos^2(\alpha + \phi')}{4 \cos^2 \phi'} \frac{R_a}{R_c^2} \sigma_T V_2 \quad (46)$$

$$\mathcal{P}_S = -\frac{\pi}{4} D^2 \frac{\operatorname{sen}^2 \phi'}{\cos^2 \phi'} \left(\frac{\cos^2 \phi'}{\operatorname{sen} \phi' \cos(\alpha + \phi')} \frac{R_c^2}{R_c^2} - 2 \frac{C}{D} \right)^2 \sigma_S V_2 \quad (47)$$

$$\begin{aligned} \mathcal{P}_Y &= \frac{\pi D^2}{4} \frac{1}{3} \frac{\cos^2(\alpha + \phi')}{\cos^2 \phi'} \\ &x \left[\operatorname{sen} \alpha \frac{R_a R_b}{R_c^2} + \cos \alpha \frac{\cos \phi' \cos(\beta + \phi')}{2 \operatorname{sen} \phi' \operatorname{sen}(\beta + \phi')} R_c \frac{\left(\frac{\cos^2 \phi'}{\cos(\alpha + \phi')} R_c^2 - 2 \frac{C}{D} \operatorname{sen} \phi' \right)^3}{2 \operatorname{sen} \phi' \cos^2(\alpha + \phi')} \right] \gamma D V_2 \end{aligned} \quad (48)$$

A equação (42) pode ser escrita por:

$$\begin{aligned} \mathcal{P}_e &= \frac{\pi D^2 \cos^2(\alpha + \phi')}{4 \cos^2 \phi'} \left[\frac{R_c^2}{\cos^2(\alpha + \phi')} \sigma_S - \frac{\cos \alpha a}{R_c^2} R_a \sigma_T \right. \\ &\quad \left. + \left(\operatorname{sen} \alpha \frac{R_a R_b}{R_c^2} + \frac{\cos \alpha \cos \phi' \cos(\beta + \phi')}{2 \operatorname{sen} \phi' \operatorname{sen}(\beta + \phi')} R_c - \frac{R_c^3}{2 \operatorname{sen} \phi' \cos^2(\alpha + \phi')} \right) \frac{\gamma D}{3} \right] V_2 \end{aligned} \quad (49)$$

Dissipação de Energia

A dissipação de energia associada ao mecanismo MII pode ser escrita como:

$$P_v = P_{1v} + P_{2v} + P_{12v} \quad (50)$$

Onde P_{1v} , P_{2v} e P_{12v} , são respectivamente contribuições de \mathcal{B}_1 , \mathcal{B}_2 e Σ_{12} :

$$P_{1v} = \iint_{\mathcal{B}_1} \frac{dP_v}{d\Sigma} d\Sigma = c' V_1 \cos \phi' P_{b1} \quad (51)$$

$$P_{2v} = \iint_{\mathcal{B}_2} \frac{dP_v}{d\Sigma} d\Sigma = c' V_2 \cos \phi' \mathcal{L}_{b2} \quad (52)$$

$$P_{12v} = \iint_{\Sigma_{12}} \frac{dP_v}{d\Sigma} d\Sigma = c' V_{12} \cos \phi' \mathcal{A}_{12} \quad (53)$$

As equações (34), (36) e (15) juntas com (47) contendo (39) e (40) permitem que as equações (51), (52) e (53) podem ser escrita da forma de:

$$P_{1v} = \frac{\pi D^2 \cos^2(\alpha + \phi')}{4 \cos^2 \phi'} \left[\frac{\cos \alpha}{\text{sen} \phi'} \frac{R_a}{R_c^2} - \cos(\alpha + \phi') \frac{R_d}{R_c} \right] c' \cos \phi' V_2 \quad (54)$$

$$P_{2v} = \frac{\pi D^2 \cos^2(\alpha + \phi')}{4 \cos^2 \phi'} \left[\frac{\cos^2 \phi'}{\cos(\alpha + \phi')} R_c R_d - \frac{R_e^2}{\text{sen} \phi' \cos^2(\alpha + \phi')} \right] c' \cos \phi' V_2 \quad (55)$$

$$P_{12v} = \frac{\pi D^2 \cos^2(\alpha + \phi')}{4 \cos^2 \phi'} \left[\frac{2 \cos \beta \text{sen} 2 \phi' \cos(\alpha + \phi')}{\text{sen} \beta} \frac{R_d^2}{R_c} \right] c' \cos \phi' V_2 \quad (56)$$

Substituindo as equações (54), (55) e (56) por P_{1v} , P_{2v} e P_{12v} , a equação (50) se torna:

$$P_v = \frac{\pi D^2 \cos^2(\alpha + \phi')}{4 \cos^2 \phi'} \left[\frac{\cos \alpha'}{\text{sen} \phi'} \frac{R_a}{R_c^2} - \frac{R_e^2}{\text{sen} \phi' \cos^2(\alpha + \phi')} \right] c' \cos \phi' V_2 \quad (57)$$

Teorema do Limite Superior

As soluções do Limite Superior associadas ao mecanismo MII são obtidas substituindo-se as equações (49) e (57) por \mathcal{P}_e e P_v pela relação:

$$\begin{aligned} \frac{R_e^2}{\cos^2(\alpha + \phi')} \sigma_s - \frac{\cos \alpha}{R_c^2} R_a \sigma_T + \left(\text{sen} \alpha \frac{R_a R_b}{R_c^2} + \frac{\cos \alpha \cos \phi' \cos(\beta + \phi')}{2 \text{sen} \phi' \text{sen}(\beta + \phi')} R_c \right. \\ \left. - \frac{R_e^3}{2 \text{sen} \phi' \cos^2(\alpha + \phi')} \right) \frac{\gamma D}{3} \leq \left(\cos \alpha \frac{R_a}{R_c^2} - \frac{R_e^2}{\cos^2(\alpha + \phi')} \right) c' \cot g \phi' \end{aligned} \quad (58)$$

A relação (58) pode ser rearranjada uma vez que a resistência a tensão de desconfinamento σ_c e o coeficiente de empuxo passivo K_p são introduzidas:

$$N_s \left[(K_p - 1) \frac{\sigma_s}{\sigma_c} + 1 \right] + N_\gamma (K_p - 1) \frac{\gamma D}{\sigma_c} \leq (K_p - 1) \frac{\sigma_T}{\sigma_c} + 1 \quad (59)$$

Os coeficientes de sobrecargas N_s e N_γ são iguais a:

$$N_s := \left[\frac{1}{\cos(\alpha) \cdot (\cos(\phi'))^2} \right] \cdot \left(\frac{\sin(\beta - \phi)}{\sin(\beta + \phi)} \right) \cdot \left(\frac{R_e^2}{R_a} \right) \quad (60)$$

$$N_y := \left(\frac{1}{3}\right) \cdot \left[(\tan(\alpha) \cdot R_b) + \left[\left(\frac{\cos(\phi) \cdot \cos(\beta + \phi)}{2 \cdot \sin(\phi) \cdot \sin(\beta + \phi)} \right) \cdot \left(\frac{R_c^3}{R_a} \right) \right. \right. \\ \left. \left. - \left[\frac{1}{2 \cdot \sin(\phi) \cdot \cos(\alpha) \cdot (\cos(\phi))^2} \right] \cdot \left(\frac{\sin(\beta - \phi) \cdot R_e^3}{(\sin(\beta + \phi) \cdot R_a)} \right) \right] \right] \quad (61)$$

A relação (59) prevê o melhor limite superior associado ao MII quando α é escolhido para que N_s e N_γ sejam máximos. Os resultados acima somente são aplicados quando a o mecanismo de ruptura alcança a superfície, isso vale quando:

$$\frac{C}{D} \leq \frac{\cos(\alpha + \phi') \cdot \sin(\beta - \phi')}{2 \sin \phi' \cdot \sin(\beta + \phi')} \quad (62)$$

Para túneis mais profundos (relação (63) reversa), a expressão (60) ainda é válida se R_e for considerado igual a zero nas relações (61) e (62).