

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

**MODELAGEM PROBABILÍSTICA DA ZONA PLÁSTICA
DE OBRAS SUBTERRÂNEAS EM MEIOS ROCHOSOS**

JOSÉ ALLAN CARVALHO MAIA

ORIENTADOR: ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, Ph.D.

TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.TD-040/07

BRASÍLIA/DF: MARÇO /2007

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

MODELAGEM PROBABILÍSTICA DA ZONA PLÁSTICA
DE OBRAS SUBTERRÂNEAS EM MEIOS ROCHOSOS

JOSÉ ALLAN CARVALHO MAIA

TESE DE DOUTORADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR.

APROVADA POR:



Prof. André Pacheco de Assis, Ph.D., UnB
(ORIENTADOR)



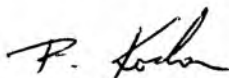
Prof. Manoel Porfírio Cordão Neto, D.Sc., UnB
(EXAMINADOR INTERNO)



Prof. Luis Fernando Martins Ribeiro, D.Sc., UnB
(EXAMINADOR INTERNO)



Prof. Carlos Alberto Lauro Vargas, D.Sc., UFG
(EXAMINADOR EXTERNO)



Prof. Roberto Kochen, D.Sc., USP/SP
(EXAMINADOR EXTERNO)

BRASÍLIA/DF, 05 de março de 2007.

FICHA CATALOGRÁFICA

MAIA, JOSÉ ALLAN CARVALHO

Modelagem Probabilística da Zona Plástica de Obras Subterrâneas em Meios Rochosos [Distrito Federal] 2007

xxvii, 161 p., 210x297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2007)

Tese de Doutorado – Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

1. Obras Subterrâneas

2. Mecânica das Rochas

3. Métodos Estatísticos e Probabilísticos

4. Métodos Numéricos

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

MAIA, J.A.C. (2007). Modelagem Probabilística da Zona Plástica de Obras Subterrâneas em Meios Rochosos. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-040/07, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 161 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: José Allan Carvalho Maia.

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Modelagem Probabilística da Zona Plástica de Obras Subterrâneas em Meios Rochosos.

GRAU / ANO: Doutor / 2007

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



José Allan Carvalho Maia

Rua Cônego Agostinho, 1915.

60.900-000 – Russas/CE – Brasil.

“No esforço para entender a realidade, somos como um homem que tenta compreender o mecanismo de um relógio fechado. Ele vê o mostrador e os ponteiros, escuta o tique-taque, mas não tem como abrir a caixa. Sendo habilidoso, pode imaginar o mecanismo responsável pelo que ele observa, mas nunca estará seguro de que sua explicação é a única possível”.

Albert Einstein
(1879 – 1955)

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar agradeço a Deus, amigo onipresente a esta pesquisa.

À minha família por me encorajar a sempre buscar mais. Em especial aos meus pais, Raimundo Bezerra e Lúcia Silveira, que não mediram limite ao apoio financeiro que viabilizou minha ida ao Canadá.

À CAPES.

Ao meu amigo, professor e orientador, André Pacheco de Assis pelos vários anos de convivência no Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília, onde sempre procurei captar seus conhecimentos técnicos, profissionais, acadêmicos e de vida. Assim como, por seu irrestrito apoio a parcial realização dos trabalhos dessa pesquisa no Canadá.

Agradeço ao professor Mark Diederichs por seu “yes” a proposta de co-supervisão dos trabalhos dessa tese, que em grande parte foram desenvolvidos no “*Department of Geological Sciences and Geological Engineering*” da “*Queen’s University*”. Além de sua confiança depositada em mim, sugestões para o desenvolvimento dos estudos numéricos, e fundamental contato junto ao Sistema Hidráulico Yacambú-Quíbor C.A. na aquisição dos dados do túnel de Yacambú-Quíbor.

Ao Sistema Hidráulico Yacambú-Quíbor C.A. por disponibilizar livre acesso aos dados dos mapeamentos geológico-geotécnico do túnel de Yacambú-Quíbor.

Ao colega Carlos Carranza-Torres por nossas conversas, “bate-papos” e “*cups of tea*”, onde maiores detalhes das obras do túnel de Yacambú-Quíbor foram compreendidos.

Finalmente, a minha esposa Karla Cristina cujo amor, compreensão, encorajamento e companheirismo foram detalhes indispensáveis ao desenvolvimento e viabilização de mais este desafio em minha vida.

MODELAGEM PROBABILÍSTICA DA ZONA PLÁSTICA DE OBRAS SUBTERRÂNEAS EM MEIOS ROCHOSOS

RESUMO

A disseminação das obras subterrâneas é uma notória tendência mundial em virtude de todo o seu potencial na liberação do espaço superficial. A integridade de suas estruturas é fundamentalmente conferida pelo sistema de suporte, cujo papel é diretamente influenciado pelo comportamento da zona plástica. Contudo, a previsão desse comportamento é bastante difícil, visto a dependência das tensões na zona plástica com respeito à resistência do maciço rochoso, das condições de carregamento e da geometria da abertura. Assim, esta pesquisa propõe a *metodologia probabilística de previsão*, onde sua aplicação visa a previsão do comportamento da zona plástica para certo grau de confiabilidade, durante as várias fases de vida das estruturas de uma obra subterrânea. Para tal, se utilizou dados provenientes do túnel de Yacambú-Quíbor, cujo histórico é rico em extremos eventos decorrentes dos processos de “squeezing”, por exemplo, em 1979 uma “tuneladora” (“*Tunnel Boring Machine*” – TBM) foi completamente destruída por um rápido e intenso processo de “squeezing”.

PROBABILISTIC MODELLING OF THE PLASTIC ZONE OF UNDERGROUND EXCAVATIONS IN ROCK MASSES

ABSTRACT

The dissemination of underground excavations is a well-known worldwide trend due to its potential to release the superficial space. The integrity of its structures is basically assured by the support system, whose function is directly influenced by the behaviour of the plastic zone. However, the prediction of the plastic zone behaviour is very difficult because of the relation between the stresses in the plastic zone and the strength of the rock mass, the loading conditions and the geometry of the opening. Thus, this research proposes a *forecast probabilistic methodology* where the application aims to predict the behaviour of the plastic zone within certain significance level, during several phases of underground excavation: design, construction and rehabilitation. Finally, it was used data from the Yacambú-Quíbor tunnel, whose constructive history is rich in extremes events due to squeezing process; for instance, in 1979 a tunnel boring machine was trapped and completely destroyed by a fast process of squeezing.

ÍNDICE

<i>Capítulo</i>	<i>Página</i>
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ESTUDOS PRÉVIOS	2
1.2. ASPECTOS TÉCNICOS E MOTIVACIONAIS	4
1.3. OBJETIVO	6
1.4. METODOLOGIA DE TRABALHO DA PESQUISA	6
1.5. ORGANIZAÇÃO DA TESE	7
2. ESTUDOS PROBABILÍSTICOS EM MEIOS ROCHOSOS	9
2.1. CRITÉRIO DE RUPTURA GENERALIZADO DE HOEK-BROWN	9
2.2. ÍNDICE DE RESISTÊNCIA GEOLÓGICA	11
2.2.1. Quando não usar o GSI	14
2.2.2. Descrição Geológica nos Ábacos do GSI	15
2.2.3. Projeção do GSI para o Interior do Maciço Rochoso	15
2.2.4. Anisotropia	16
2.2.5. Abertura das Descontinuidades	17
2.2.6. Aplicação do GSI a Grandes Profundidades	17
2.2.7. Descontinuidades com Materiais Preenchidos	17
2.2.8. A influência da Água	18
2.2.9. Maciços Rochosos Intemperizados	18
2.2.10. Maciços Rochosos Heterogêneos	18
2.2.11. Baixa Resistência das Rochas	19
2.2.12. Precisão do GSI	19
2.2.13. GSI nos Contratos de Obras	19
2.3. MÓDULO DE DEFORMABILIDADE DO MACIÇO ROCHOSO	20
2.3.1. Ensaios de Campo	20
2.3.2. Relações empíricas do Módulo de Deformabilidade	22
2.4. PROCESSO DE “SQUEEZING”	25
2.4.1. Sistemas de Suporte	26
2.4.2. Casos Históricos	30
2.4.2.1. Projeto Nathpa Jhakri	30
2.4.2.2. Túnel Mucha	30
2.4.2.3. Túnel Inntal	31
2.4.2.4. Túnel Base de Saint Gotthard	31
2.5. FERRAMENTAS ESTATÍSTICAS	32
2.5.1. Teste de Hipóteses	32
2.5.2. ANOVA	36
2.5.3. Métodos Probabilísticos	36
2.5.3.1. Método de FOSM	37
2.5.3.2. Método dos pontos de estimativa	40
2.5.3.3. Método de Monte-Carlo	42
2.5.4. Análise de Risco e Confiabilidade	45

Capítulo	Página
3. METODOLOGIA PROBABILÍSTICA DE PREVISÃO	49
3.1. METODOLOGIA PROBABILÍSTICA DE PREVISÃO	49
3.2. CONCEITOS	50
3.2.1. Mecânica das Rochas	50
3.2.2. Obras Subterrâneas	51
3.2.3. Métodos Estatísticos e Probabilísticos	52
3.3. CASO-ESTUDO	54
3.4. ANÁLISES ESTATÍSTICAS E NUMÉRICAS DO CASO-ESTUDO	55
3.4.1. Coleta dos Dados de Entrada	55
3.4.1.1. Geologia e geometria	56
3.4.1.2. Propriedade dos materiais	56
3.4.1.3. Pré-escavação e tensões iniciais	56
3.4.1.4. Sequência construtiva	57
3.4.1.5. Percolação	57
3.4.2. Preparação dos Dados de Entrada	58
3.4.2.1. Estudos estatísticos	58
3.4.2.2. Estado de tensões e sistema de suporte	58
3.4.3. Modelagem Numérica e Execução dos Cálculos	59
3.4.3.1. Execução	60
3.4.3.2. Validação e calibração	60
3.4.4. Interpretação dos Resultados	61
3.5. ABORDAGEM PROBABILÍSTICA	61
4. CASO-ESTUDO: TÚNEL DE YACAMBÚ-QUÍBOR	63
4.1. INFORMAÇÕES GERAIS	63
4.2. O TÚNEL DE YACAMBÚ-QUÍBOR	64
4.3. GEOLOGIA LOCAL DAS ESCAVAÇÕES DO TÚNEL	65
4.4. REABILITAÇÃO DO TÚNEL	66
4.5. PROCESSO DE “SQUEEZING”	69
4.6. METODOLOGIA DA ESCAVAÇÃO E TIPOS DE SUPORTE	71
5. APLICAÇÃO DA METODOLOGIA PROBABILÍSTICA	73
5.1. ESTUDOS ESTATÍSTICOS	73
5.1.1. Regiões Estatísticas	75
5.1.2. Parâmetros Relevantes	76
5.2. CARACTERÍSTICAS GERAIS	78
5.3. SISTEMA DE SUPORTE	81
5.4. ANÁLISES NUMÉRICAS	82
5.4.1. Trabalhos Iniciais	84
5.4.1.1. Simulação numérica	84
5.4.1.2. Definição da malha de elementos finitos	86

Capítulo	Página
5.4.1.3. Calibração da ferramenta numérica	87
5.4.2. Resultados	90
5.4.2.1. Convergência do túnel	90
5.4.2.2. Processo de “squeezing”	94
5.4.2.3. Comportamento da zona plástica	96
5.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS DA METODOLOGIA PROPOSTA	104
6. CONCLUSÕES	107
6.1. CONVERGÊNCIA DO TÚNEL	107
6.2. PROCESSO DE “SQUEEZING”	108
6.3. COMPORTAMENTO DA ZONA PLÁSTICA	109
6.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS	111
6.5. SUGESTÕES PARA PRÓXIMAS PESQUISAS	112
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	115
A. VALORES CRÍTICOS DO TESTE DE KOLMOGOROV-SMIRNOV	121
B. SETOR DE EMBOQUE: PARÂMETROS DO MACIÇO ROCHOS	125
C. SETOR DE DESEMBOQUE: PARÂMETROS DO MACIÇO ROCHOS	135
D. SETOR DE EMBOQUE: METODOLOGIA PROBABILÍSTICA DE PREVISÃO	145
E. SETOR DE DESEMBOQUE: METODOLOGIA PROBABILÍSTICA DE PREVISÃO	153

LISTA DE TABELAS

<i>Tabela</i>	<i>Página</i>
2.1 – Sugestão de Marinós & Hoek (2000) para a ponderação dos parâmetros da rocha intacta (m_i e σ_{ci}), quando aplicado o ábaco de maciço rochoso heterogêneo (tipo “ <i>Flysch</i> ”)	14
2.2 – Resumo das principais equações empíricas aplicadas na determinação do módulo de deformabilidade do maciço rochoso	23
2.3 – Ação do “ <i>squeezing</i> ” sobre a escavação e o sistema de suporte (Hoek, 2001)	28
2.4 – Valores críticos (D_α) do teste de Kolmogorov-Smirnov (Miller, 1956)	35
2.5 – Parâmetros do estudo de Maia & Assis (2004b)	37
2.6 – Descrição das etapas de cálculo do método FOSM	38
2.7 – Análise do FS por Fellenius, a partir do método FOSM (Maia & Assis, 2004b)	39
2.8 – Parâmetros relevantes no cálculo do fator de segurança (Maia & Assis, 2004b)	40
2.9 – Descrição das etapas de cálculo do método FOSM	41
2.10 – Aplicação do método de Rosenblueth no cálculo do FS por meio do método de Fellenius	42
2.11 – Valores da média do fator de segurança (Maia & Assis, 2004b)	44
2.12 – Valores dos desvios padrão do fator de segurança (Maia & Assis, 2004b)	45
2.13 – Valores da probabilidade de ruptura (Maia & Assis, 2004b)	46
2.14 – Valores do índice de confiabilidade (Maia & Assis, 2004b)	47
3.1 – Influência das condições estruturais do maciço rochoso e do estado de tensões no modo de ruptura (Hoek <i>et al.</i> , 1995)	52
3.2 – Dados das análises dos taludes da mina de Chuquicamata (Riela <i>et al.</i> , 1999)	53
4.1 – Cronologia dos construtores do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, método de escavação e suas produtividade (Diederichs, 2005)	65
4.2 – Classe das rochas classificadas no maciço rochoso (SHYQ, 2002)	66
4.3 – Parâmetros típicos de vários maciços rochosos, bem como do túnel de Yacambú-Quíbor (Hoek & Brown, 1997)	70
4.4 – Descrição das configurações para o sistema de suporte usado na escavação do túnel de Yacambú-Quíbor	71
5.1 – Informações coletadas durante o mapeamento geológico dos setores denominados de emboque de desemboque do túnel de Yacambú-Quíbor (Diederichs, 2005)	74

Tabela**Página**

5.2 – Regiões estatisticamente homogêneas (GSI) dos setores de emboque e desemboque definidas por meio dos testes realizados com a ferramenta estatística ANOVA	76
5.3 – Relevância definida pelo método FOSM das variáveis envolvidas no estudo	77
5.4 – Posição hierárquica de ocorrência das variáveis com maior relevância ao estudo.....	78
5.5 – Dados gerais do estado de tensões utilizados nessa pesquisa	80
5.6 – Propriedades gerais do sistema de suporte composto empregado nas análises	82
5.7 – Número de análises numéricas realizadas por trecho de cada setor estudado, representadas pelo número de arquivos gerados	82
5.8 – Valores empregados nas análises numéricas	90
5.9 – Características gerais do túnel, tipo de rocha e avanço da escavação, dos trechos dos setores de emboque e desemboque	91
5.10 – Resumo dos resultados da avaliação do nível de convergência, para análises de curto e longo prazo, das paredes do túnel de Yacambú-Quíbor	93
5.11 – Distribuições estatísticas, análise de curto prazo, obtidas por meio do teste K-S para a extensão da zona plástica nas linhas de controle e nos valores máximo e mínimo	98
5.12 – Distribuições estatísticas, análise de longo prazo, obtidas por meio do teste K-S para a extensão da zona plástica nas linhas de controle e nos valores máximo e mínimo	98
5.13 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “A” do setor de emboque obtida pelo afastamento, em número de diâmetros, da parede do túnel de Yacambú-Quíbor	101
A.1 – Valores críticos (D_α) do teste K-S (modificado – Miller, 1956)	121
B.1 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “A” do setor de emboque para $D = 0,50$	126
B.2 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “B” do setor de emboque para $D = 0,25$	126
B.3 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “C” do setor de emboque para $D = 0,25$	127
B.4 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “D” do setor de emboque para $D = 0$	127
B.5 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “E” do setor de emboque para $D = 0,50$	129
B.6 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “F” do setor de emboque para $D = 0,25$	130

B.7 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “G” do setor de emboque para $D = 0$	132
C.1 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “A” do setor de desemboque para $D = 0$	136
C.2 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “B” do setor de desemboque para $D = 0,50$	137
C.3 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “C” do setor de desemboque para $D = 0$	137
C.4 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “D” do setor de desemboque para $D = 0,25$	140
C.5 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “E” do setor de desemboque para $D = 0,50$	141
C.6 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “F” do setor de desemboque para $D = 0,25$	142
C.7 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “G” do setor de desemboque para $D = 0$	142
C.8 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “H” do setor de desemboque para $D = 0,25$	144
D.1 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “A” do setor de emboque obtida do afastamento, em nº de diâmetros, da parede do túnel	146
D.2 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “B” do setor de emboque obtida do afastamento, em nº de diâmetros, da parede do túnel	147
D.3 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “C” do setor de emboque obtida do afastamento, em nº de diâmetros, da parede do túnel	148
D.4 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “D” do setor de emboque obtida do afastamento, em nº de diâmetros, da parede do túnel	149
D.5 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “E” do setor de emboque obtida do afastamento, em nº de diâmetros, da parede do túnel	150
D.6 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “F” do setor de emboque obtida do afastamento, em nº de diâmetros, da parede do túnel	151
D.7 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “G” do setor de emboque obtida do afastamento, em nº de diâmetros, da parede do túnel	152
E.1 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “A” do setor de desemboque obtida do afastamento, em nº de diâmetros, da parede do túnel	154
E.2 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “B” do setor de desemboque obtida do afastamento, em nº de diâmetros, da parede do túnel	155

Tabela**Página**

E.3 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “C” do setor de desemboque obtida do afastamento, em nº de diâmetros, da parede do túnel	156
E.4 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “D” do setor de desemboque obtida do afastamento, em nº de diâmetros, da parede do túnel	157
E.5 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “E” do setor de desemboque obtida do afastamento, em nº de diâmetros, da parede do túnel	158
E.6 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “F” do setor de desemboque obtida do afastamento, em nº de diâmetros, da parede do túnel	159
E.7 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “G” do setor de desemboque obtida do afastamento, em nº de diâmetros, da parede do túnel	160
E.8 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “H” do setor de desemboque obtida do afastamento, em nº de diâmetros, da parede do túnel	161

LISTA DE FIGURAS

<i>Figura</i>	<i>Página</i>
1.1 – Modos de instabilidade oriundos da estruturação ou níveis de tensões no maciço	5
1.2 – Etapas das atividades realizadas na pesquisa	7
2.1 – Comparação entre um talude trabalhado sem ($D=0$) e com perturbação ($D=1$) do processo de escavação	10
2.2 – Ábacos para a estimativa do valor do GSI de maciços rochosos homogeneamente fraturados (Marinos & Hoek, 2000)	11
2.3 – Ábaco para a estimativa do valor do GSI de maciços rochosos heterogêneos (Marinos & Hoek, 2000)	12
2.4 – Determinação “ <i>in situ</i> ” do módulo de deformabilidade do maciço rochoso, onde em (a) se obtêm medidas superficiais e em (b) medidas internas (Palmström & Singh, 2001)	21
2.5 – Determinação “ <i>in situ</i> ” do módulo de deformabilidade do maciço rochoso, por meio do macaco plano	22
2.6 – Valores medidos “ <i>in situ</i> ” do módulo de deformabilidade do maciço rochoso publicados por Serafim & Pereira (1983) e Bieniawski (1978) plotados na curva da equação simplificada de Hoek & Diederichs (Hoek & Diederichs, 2006)	24
2.7 – Comparação entre o comportamento da equação simplificada de Hoek & Diederichs frente as demais equações apresentadas na Tabela 2.2	24
2.8 – Representação do cenário propício a ocorrência dos problemas de “ <i>squeezing</i> ”	26
2.9 – Potencial para problemas de “ <i>squeezing</i> ” (Hoek & Marinos, 2000b)	27
2.10 – Suportes aplicáveis em escavação através de um maciço rochoso frágil	29
2.11 – Esquematização do teste de ajustamento de distribuição por meio do teste K-S	33
2.12 – Seleção da distribuição estatística que melhor represente a hipótese aceita	35
2.13 – Diagrama do estudo da Tabela 2.7 (Maia & Assis, 2004b)	39
2.14 – Combinação “2” dos pontos particulares X_{i+} e X_{i-} (Harr, 1987)	41
2.15 – Método de Monte-Carlo (Maia & Assis, 2004b)	43
2.16 – Distribuições estatísticas com diferentes médias e desvio padrão do fator de segurança (Christian <i>et al.</i> , 1994)	46
2.17 – Porcentagem dos dados compreendidos a partir da média, onde (a) $\pm 1\sigma$, (b) $\pm 2\sigma$ e (c) $\pm 3\sigma$ (Ang & Tang, 1975)	47
3.1 – Estrutura de trabalho da metodologia probabilística de previsão	50
3.2 – Possível proteção de um túnel escavado através de um maciço rochoso bastante fraco, onde um sistema de suporte altamente requintado é necessário	59

Figura	Página
4.1 – Área do projeto Yacambú-Quíbor	64
4.2 – Trabalhos de reabilitação do túnel de Yacambú-Quíbor, exemplificados pela representação e descrição dos serviços realizados na seção 2.075 até 2.097 (SHYQ, 2002)	68
4.3 – Representação gráfica da relação entre a convergência percentual do túnel versus resistência do maciço rochoso com relação às tensões “ <i>in situ</i> ” (Diederichs, 2005)	69
4.4 – Configurações do sistema de suporte usado na escavação do túnel de Yacambú-Quíbor (modificado – SHYQ, 2002)	72
5.1 – Perfil generalizado do túnel	73
5.2 – Esquematização de um estudo hipotético por meio da ANOVA para a determinação de regiões estatisticamente homogêneas	75
5.3 – Configuração geral do sistema de suporte composto empregado nas análises numéricas desta pesquisa	81
5.4 – Estágios da modelagem numérica, onde estão compreendidos as seqüências de escavação e instalação do sistema de suporte	85
5.5 – Evolução da extensão da zona plástica em função do aumento do diâmetro da malha de elementos finitos	86
5.6 – Malha de elementos finitos empregada nas análises numéricas composta por 6.998 elementos triangulares de 06 nós, totalizando 14.117 pontos nodais	87
5.7 – Calibração do programa <i>Phase2</i> v. 6.0 para os trechos do setor de emboque	88
5.8 – Calibração do programa <i>Phase2</i> v. 6.0 para os trechos do setor de desemboque	89
5.9 – Representação esquemática, proposta por Carranza-Torres & Fairhurst (2000), empregada na definição do nível de convergência do trecho “A” do setor de emboque	92
5.10 – Percentagem de convergência do túnel versus resistência do maciço em relação às tensões “ <i>in situ</i> ”: Casos históricos. (modificado – Hoek, 1999)	94
5.11 – Avaliação da potencialidade do processo de “ <i>squeezing</i> ”, (a) setor de emboque e (b) setor de desemboque	95
5.12 – Disposição das linhas de controle utilizadas na aquisição dos resultados	96
5.13 – Resultados obtidos da associação do programa <i>Phase2</i> v. 6.0 e AutoCAD, para o setor de emboque, onde: (a) representa o trecho “A” e (b) representa o trecho “B”	97
5.14 – Túnel hipotético que demonstra o emprego da probabilidade de controle	99
5.15 – Representação visual das possíveis tendências geométricas da zona plástica	100
5.16 – Esquematização do procedimento adotado para a determinação da tendência geométrica da zona plástica	103

Figura	Página
5.17 – Sequência generalizada de trabalho da <i>metodologia probabilística de previsão</i> aplicada no estudo de problemas quaisquer	105
5.18 – Sequência de trabalho da <i>metodologia probabilística de previsão</i> aplicada ao estudo da zona plástica de obras subterrâneas escavadas em meios rochosos	106
6.1 – Nível de convergência da seção do trecho “A” do setor de emboque	108
6.2 – Comparação entre a previsão e o resultado numérico da zona plástica do trecho “A” do setor de emboque	109
6.3 – Exemplificação da disposição das linhas de controle da <i>metodologia probabilística de previsão</i> na busca da geometria de uma cunha de ruptura	110
6.4 – Investigação da substituição gradual e total do material no interior da escavação	113

LISTA DE SÍMBOLOS, ABREVIACÕES E NOMENCLATURA

AHE	– Aproveitamento Hidrelétrico.
a	– Constante do maciço rochoso (critério de ruptura de Hoek-Brown).
c	– Coesão (Maia & Assis, 2004b).
CRM	– Curva característica do maciço.
CCSS	– Curva característica do sistema de suporte.
$D_{\text{máx}}$	– Máxima diferença vertical observada no teste de Kolmogorov-Smirnov.
D_{α}	– Valor crítico do teste de Kolmogorov-Smirnov.
Dip	– Ângulo do vetor mergulho da descontinuidade.
DipDir	– Ângulo da direção do vetor mergulho da descontinuidade.
D	– Fator de distúrbio do maciço rochoso.
E_i	– Módulo de deformabilidade da rocha intacta.
E_{face}	– Módulo de deformabilidade da face de escavação.
E_m	– Módulo de deformabilidade do maciço rochoso.
$F(x)$	– Distribuição de probabilidade acumulada da distribuição teórica.
F	– Distribuição de Fisher.
FOSM	– “ <i>First-Order, Second-Moment</i> ”.
FS	– Fator de segurança.
F1	– Família de descontinuidades 1 (Maia, 2003).
F2	– Família de descontinuidades 2 (Maia, 2003).
F3	– Família de descontinuidades 3 (Maia, 2003).
F_{calc}	– Valor calculado no teste da ANOVA (Capítulo 5).
F_{cr}	– Valor crítico no teste da ANOVA (Capítulo 5).
GSI	– Índice de resistência geológico (“ <i>Geological Strength Index</i> ”).
H_0	– Hipótese nula.
H_1	– Hipótese alternativa.
H	– Altura do talude (Maia & Assis, 2004b).
L	– Comprimento da descontinuidade a partir da face do talude até a trinca de tração (Maia & Assis, 2004b).
m_b	– Constante do maciço rochoso (critério de ruptura de Hoek-Brown).
m_i	– Constante do material da rocha intacta.
NATM	– “ <i>New Austrian Tunnelling Method</i> ” (Método Austríaco de Escavação de Túneis).

n	– Tamanho da amostra (nº de observações em um conjunto).
n	– Número de variáveis independentes (FOSM).
N_{MC}	– Número de cálculos a serem realizados por meio do Método de Monte-Carlo.
p_0	– Tensão “ <i>in situ</i> ”.
PDL	– Perfil de deformação longitudinal.
p_r	– Probabilidade de ruptura
P_+ e P_-	– Probabilidades associadas aos pontos X_{i+} e X_{i-} , respectivamente.
Q	– Classificação geomecânica de Barton (“ <i>Tunnelling Quality Index</i> ”).
RMR	– Classificação geomecânica de Bieniawski (“ <i>Rock Mass Rating</i> ”).
s	– Constante do maciço rochoso (critério de ruptura de Hoek-Brown).
$S_n(x)$	– Distribuição acumulada do teste de Kolmogorov-Smirnov.
TBM	– “ <i>Tunnelling Boring Machine</i> ”.
Teste K-S	– Teste de Kolmogorov-Smirnov.
U	– Pressão hidráulica média na descontinuidade (Maia & Assis, 2004b).
$V[FS]$	– Variância total do FS.
V	– Pressão hidráulica média na trinca de tração (Maia & Assis, 2004b).
$V[x_i]$	– Variância de cada x_i .
W	– Peso do bloco simples de rocha (Maia & Assis, 2004b).
\bar{x}_i	– Valor médio da distribuição da variável X_i .
X_i	– Variável aleatória.
X_{i+} e X_{i-}	– Pontos particulares do método de Rosenblueth.
Z	– Profundidade da trinca de tração (Maia & Assis, 2004b).
Z_w	– Profundidade da água na trinca de tração (Maia & Assis, 2004b).
Z	– Valor da distribuição normal padronizada para o nível de significância α (Método de Monte-Carlo).
α	– Ângulo de dilatação (Hoek & Brown, 1997).
α	– Nível de significância.
β	– Índice de confiabilidade.
β_d	– Mergulho da descontinuidade (Maia & Assis, 2004b).
β_t	– Inclinação da face do talude (Maia & Assis, 2004b).
δ	– Índice de convergência do túnel.
δFS_i	– Variação do FS quando se varia as variáveis da análise paramétrica.
δx_i	– Taxa de variância das variáveis da análise paramétrica.
ε	– Convergência/Diâmetro do túnel x 100.
ϕ	– Ângulo de atrito (Maia & Assis, 2004b).

μ_{FS}	– Média da distribuição do FS.
ν	– Coeficiente de Poisson.
σ_{cm}	– Resistência à compressão uniaxial do maciço rochoso.
σ_{fcm}	– Resistência à compressão uniaxial do maciço rochoso fraturado (residual).
σ_{FS}	– Desvio padrão da distribuição do FS.
σ_i	– Desvio padrão da distribuição da variável X_i .
σ_{tm}	– Resistência à tração do maciço rochoso.
σ_{ci}	– Resistência à compressão uniaxial do material da rocha intacta.
σ_1	– Tensão principal maior.
σ_3	– Tensão principal menor.
ξ	– Fator de redução do módulo de deformabilidade do maciço rochoso.
2^n	– Número de valores estimados para cada combinação dos pontos X_{i+} e X_{i-} .

Introdução

Nos últimos 50 anos, a população mundial passou por um elevado crescimento demográfico com posterior êxodo rural e conseqüente inchamento das grandes cidades. Em decorrência disso, atualmente as cidades têm sofrido sérios problemas no trânsito, transporte e serviços de utilidade pública. Como solução a essa problemática, as obras subterrâneas têm sido difundidas como alternativa ao crescente problema de redução do espaço superficial, assim, melhorando a qualidade de vida da população por meio da liberação da superfície para atividades nobres como moradia, trabalho e lazer. Um melhor entendimento dessas razões é função da compreensão de certas características do espaço urbano (Sterling & Godard, 2000):

- O espaço subterrâneo é capaz de comportar atividades ou infra-estruturas complexas, ambientalmente indesejadas ou de pouca viabilidade econômica de serem instaladas na superfície;
- O espaço subterrâneo é bastante competente na promoção de proteção natural (mecânica, térmica e acústica) a seres vivos, equipamentos nele instalados e as necessidades de elevado controle ambiental;
- O espaço subterrâneo isola a superfície de riscos ou perturbações inerentes à atividade produtiva, tais como, mineração, usinas nucleares etc.;

Uma das principais características do espaço subterrâneo é a sua discrição. O desconforto visual de um elevado, de uma cava de mineração ou de um canal para o transporte de água para consumo, geração energética ou irrigação (como no caso estudado) é reduzido por uma estrutura subterrânea, onde essa possuirá conexão com a superfície em pontos localizados. Entretanto, a estabilização dessa estrutura pode ser onerosa, assim como, poderá apresentar elevados custos decorrentes de uma indesejável ruptura. Tal fato se deve à freqüência com que projetistas, construtores e proprietários se deparam com incertezas nas informações originadas por campanhas de investigação geológico-geotécnica deficitárias. Tais incertezas poderão se converter em alterações na execução e no projeto, o que pode acarretar problemas construtivos e financeiros, que serão responsáveis por grandes insucessos quanto à viabilidade da estrutura subterrânea.

1.1. ESTUDOS PRÉVIOS

Ao longo dos anos, a instabilidade de estruturas subterrâneas em meios rochosos tem sido intensivamente estudada, não se restringindo às cavernas de mineração, mas também, abrangendo circuitos hidráulicos, cavernas de estocagem, túneis rodoviários e ferroviários, entre outros. Assim, na tentativa de identificação e posterior mitigação dos processos responsáveis por essa instabilidade, diversos pesquisadores conduziram seus trabalhos na busca da melhoria dos conhecimentos desses processos, observados na engenharia geotécnica, na mecânica das rochas e nas obras subterrâneas. Uma breve descrição das pesquisas realizadas nessa área de estudo é apresentada nos parágrafos a seguir.

Aglawe (1999) estudou o processo das rápidas rupturas observadas ao redor de certas escavações subterrâneas, geralmente denominadas de “*strainbursts*”. Normalmente, esse processo é observado em minas subterrâneas, isso devido o aumento de sua profundidade, bem como, de suas amplas câmaras necessárias aos seus processos produtivos. Outro ponto relevante seria as conseqüências do desenvolvimento do “*strainbursts*”, onde essas acarretam no rápido crescimento da região afetada ao redor das obras subterrâneas. Assim, o autor investigou o potencial e a violência do processo de “*strainbursts*” a partir da contribuição de três fatores, ou seja, o nível de tensões; a rigidez do sistema e a energia liberada. Em decorrência de suas investigações, se verificou que o nível de tensões possui influência sobre as rupturas, desse modo, provendo a base da transição entre o comportamento contínuo e descontínuo. Isso sugere que nem o nível de tensões ou a rigidez do sistema é isoladamente suficiente na avaliação do processo das rápidas rupturas. Por fim, se constatou os efeitos da magnitude da energia liberada sobre a extensão da zona plástica.

Diederichs (1999) examinou os modos de ruptura governados estruturalmente, para isso estudou o modelo da resistência residual do maciço rochoso e sua relaxação sobre a estabilidade das estruturas subterrâneas de minas Canadenses. Além disso, ainda investigou o desenvolvimento das trincas de tração em escalas microscópica e mesoscópica. Dois modelos numéricos análogos ao comportamento da rocha e do maciço rochoso foram usados. O modelo de viga “*voussoir*” foi aplicado no estudo do comportamento de instabilidades governadas estruturalmente. Enquanto, um modelo de elementos discretos elasto-frágil usado no estudo do processo da rocha sob elevado nível de tensões. Enfim, o autor reuniu diversas conclusões e contribuições, tais como, o desenvolvimento de novas diretrizes de projeto para cavidades subterrâneas, onde os efeitos oriundos da relaxação sejam considerados.

Lionço (1999) realizou ampla revisão bibliográfica e comparativa dos modelos elásticos, que consideram a não linearidade do comportamento tensão-deformação da rocha intacta. Algumas de suas conclusões foram obtidas por meio de análises das leis de dependência do módulo elástico; de soluções analíticas empregadas as aberturas circulares em meios rochosos homogêneos e isotrópicos (com módulo elástico variável) e; de resultados numéricos da ferramenta computacional FLAC. Assim, durante a pesquisa, se constatou que a incorporação da não linearidade nas análises de tensões e de deslocamentos induzidos pelas obras subterrâneas conduziu a resultados distintos daqueles originados pela teoria linear elástica. Ainda foi observado que as máximas tensões desviatória e tangencial não se desenvolveram necessariamente na parede da abertura, logo tal fato indicaria o desenvolvimento da zona de ruptura a certa distância da parede da abertura. Além disso, os níveis das tensões desviatória e tangencial seriam menores do que os fornecidos pela solução elástica linear, o que poderá afetar diretamente na extensão da zona plástica no entorno da escavação. Finalmente, a distribuição das tensões radiais não é muito afetada pela não linearidade, enquanto os deslocamentos se mostraram superiores aos dados pelo modelo linear.

Lauro (2001) desenvolveu em sua tese de doutorado um modelo probabilístico tridimensional, para a previsão da distribuição de descontinuidades no interior de maciços rochosos fraturados. O maciço rochoso da mina de Timbopeba foi utilizado como caso-estudo para a calibração do modelo probabilístico de Lauro (2001). Definido o modelo probabilístico, foi desenvolvido um modelador tridimensional das descontinuidades contidas no interior do maciço rochoso, em linguagem AutoLISP, para uma visualização da estrutura interna do maciço, o que seria de grande valia no caso de futuras escavações de túneis e/ou taludes. Ao final dos trabalhos, Lauro (2001) utilizou as três galerias existentes no talude sul da mina para a validação de seu modelo probabilístico.

Maia (2003) aplicou ferramentas estatísticas e probabilísticas no estudo do comportamento do maciço rochoso por meio de suas descontinuidades, as quais podem ser caracterizadas por várias condicionantes, como o número de famílias, a orientação, a persistência, o traço, o espaçamento, a rugosidade de suas paredes, o preenchimento etc. Sabendo que parte destas condicionantes são específicas das famílias de descontinuidades, logo definindo o grau de fraturamento do maciço, e outros são específicos das descontinuidades, ditando sua resistência ao cisalhamento, foram estudados alguns parâmetros geométricos das famílias de descontinuidades (mergulho e direção do mergulho) e outros de resistência das

descontinuidades (ângulo de atrito e coesão), com dados provenientes de dois casos de estudo: o AHE Queimado e a mina de Timbopeba. Enfim, Maia (2003) observou a aplicabilidade dos métodos probabilísticos frente aos tradicionais métodos determinísticos.

Fialho (2003) investigou o desempenho de vários sistemas de suporte, essencialmente compostos por tirantes e concreto projetado. Para tanto, o autor controlou a estabilidade das estruturas subterrâneas escavadas em maciços rochosos fraturados, que eram considerados meios contínuos equivalentes. A metodologia empregada se embasou em simulações numéricas da ferramenta numérica PLAXIS, que utilizavam parâmetros geomecânicos do maciço rochoso obtidos a partir dos tradicionais sistemas de classificação geomecânica. Outro ponto discutido foi à proposta de um método de estimativa do fator de segurança global, por meio de resultados obtidos das análises de tensão-deformação. Por fim, a aplicação de tirantes, por vezes com diminuição de seu espaçamento, e o emprego ou reforço da espessura do concreto projetado atuaram no sentido da redução das regiões com $FS \approx 1$ e $FS \approx 1,3$ (usual em obras civis) e do incremento do fator de segurança global.

1.2. ASPECTOS TÉCNICOS E MOTIVACIONAIS

Em túneis rasos escavados em camadas de solo residual ou altamente intemperizado, problemas de escavação estão geralmente associados a problemas da capacidade de suporte o que conduz a um restrito tempo para a instalação do sistema de suporte (Figura 1.1). Isso significa que a construção de uma estrutura subterrânea necessita de uma imediata contenção de suas paredes. Túneis construídos em maciços fraturados possuem seu mecanismo de estabilidade associado a rupturas de blocos e cunhas (Figura 1.1). Nesse caso, o nível de tensões não desempenha um significativo efeito sobre a formação de blocos e cunhas, que são basicamente frutos da orientação da escavação com relação ao fraturamento do maciço rochoso. Segundo Hoek (1999), escavações em maciço rochoso intemperizado com poucas juntas freqüentemente não resultam em sérios problemas de estabilidade quando a relação entre a resistência à compressão uniaxial do maciço rochoso (σ_{cm}) e as tensões “*in situ*” (p_o) encontra-se maior que um terço (0,3).

A escavação, em maciços rochosos intactos, de túneis a grandes profundidades (maior que cinco diâmetros) gera elevadas tensões induzidas ao seu redor, o que usualmente provoca fragmentação da rocha (Figura 1.1). Além disso, as tensões induzidas se encontram limitadas pela resistência do maciço rochoso, que repassa sucessivamente o excedente para regiões

adjacentes, até que essas tensões repassadas sejam comportadas pela resistência do maciço. Após os sucessivos repasses das tensões duas regiões são geradas, sendo uma denominada zona plástica (foco desta tese), onde o maciço iguala a sua capacidade de suporte, e outra denominada zona elástica, onde o maciço possui uma resistência maior que o nível de tensões atuantes.

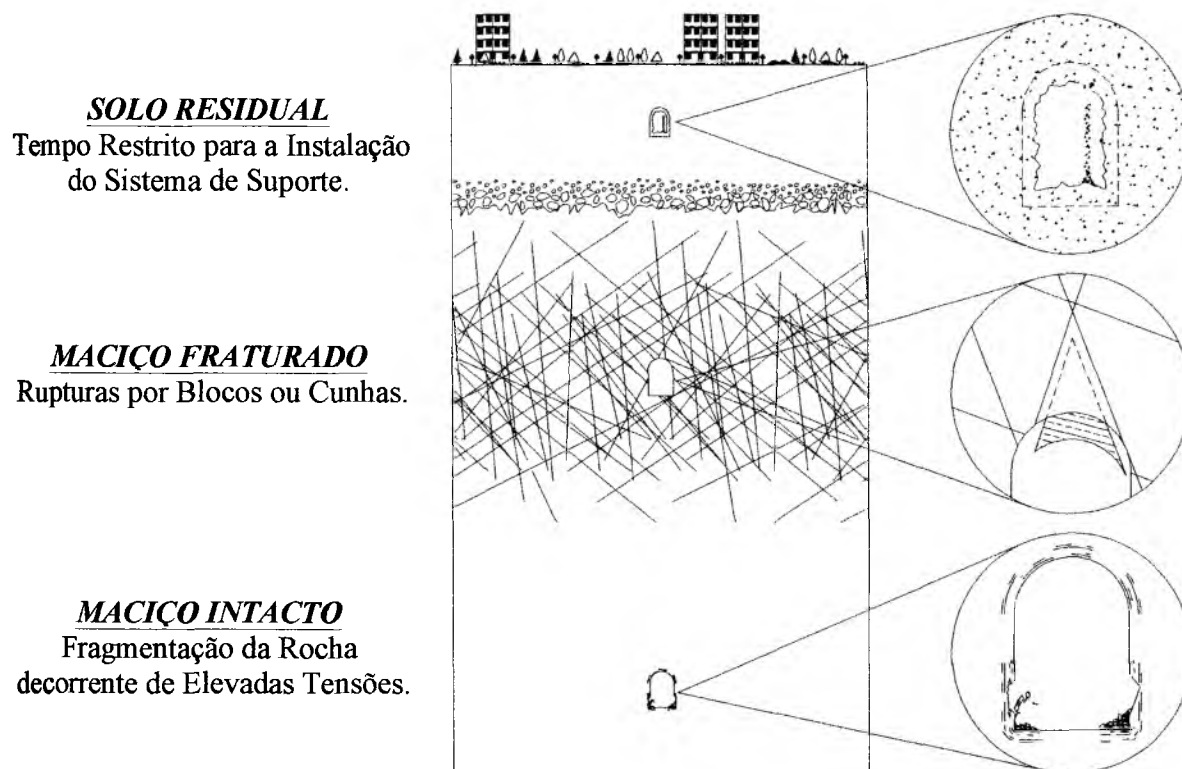


Figura 1.1 – Modos de instabilidade oriundos da estruturação ou níveis de tensões no maciço.

A previsão do comportamento da zona plástica (extensão e forma) para certo grau de certeza ainda é bastante difícil, visto que as tensões na zona plástica dependem da resistência do maciço rochoso, das condições de carregamento (iniciais e induzidas) e da geometria da abertura. Essa resistência característica do maciço rochoso é bastante afetada pela variabilidade inerente ao fraturamento da rocha, às condicionantes geológicas, aos desgastes químicos de seu material constituinte etc. Conseqüentemente, a extensão da zona plástica dependerá do estado de tensões, das propriedades mecânicas do maciço (como resistência e deformabilidade) e da pressão do suporte, já que este trabalha a fim de absorver os esforços oriundos destas tensões.

A importância de compreender o comportamento da zona plástica abrange o sistema de suporte que em obras subterrâneas desempenha o papel de absorver (ou transmitir) parte das

tensões, a fim de garantir a integridade de tais obras. O desempenho do suporte é função justamente de quão plastificado está o maciço, pois se estuda a possibilidade de transmissão de tensões para a zona elástica por meio de tirantes. Sendo esta solução por vezes inviável, devido à longa extensão da zona plástica, deve-se fornecer uma solução para que o suporte absorva os esforços que o maciço não mais suporta, assim, fazendo com que o sistema de suporte seja mais robusto ou simples. Finalmente, a pesquisa é motivada pelo conhecimento do comportamento da zona plástica, com certa confiabilidade, cujo comportamento é condicionado pela variabilidade natural dos parâmetros das propriedades mecânicas do maciço.

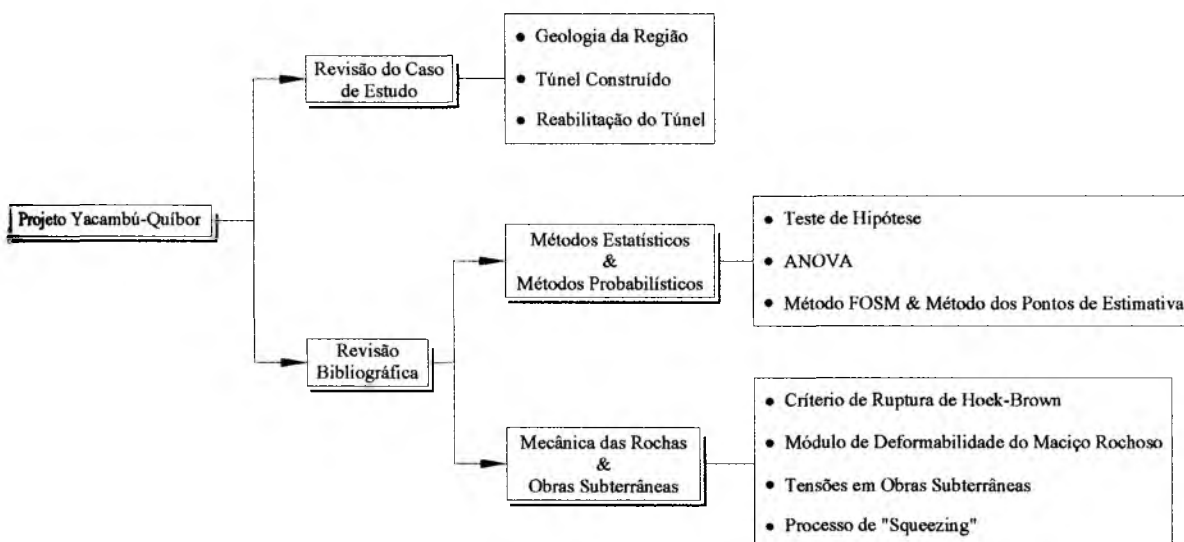
1.3. OBJETIVO

Esta pesquisa estudou estatisticamente os parâmetros do critério de ruptura de Hoek-Brown (m_b , s , a) e deformabilidade (E_m), além do estado de tensão (σ_1 e σ_3) do maciço rochoso, que diretamente influenciam no comportamento da zona plástica, ou seja, em sua extensão e forma. Em vista disso, ajustes de distribuições estatísticas e análises probabilísticas foram desenvolvidos em busca do melhor conhecimento do comportamento da zona plástica. Assim, o objetivo central dessa tese se resume no desenvolvimento da *metodologia probabilística de previsão*, que deverá ser utilizada nas fases de projeto e execução de empreendimentos subterrâneos escavados em meios rochosos. Conseqüentemente, o sistema de suporte poderá ser otimizado, visto o conhecimento prévio da extensão e forma da zona plástica, para certo grau de confiabilidade.

1.4. METODOLOGIA DE TRABALHO DA PESQUISA

A condução da pesquisa se desenvolveu por meio de uma seqüência de atividades divididas em duas etapas. Durante a primeira etapa foi realizada uma revisão sobre o caso-estudo, por meio de um volume componente do processo de licitação e de relatórios redigidos por comissões de consultores, bem como, uma revisão da bibliografia a ser aplicada na pesquisa, tais como, dos métodos estatísticos, dos métodos probabilísticos, da mecânica das rochas e das obras subterrâneas. Na etapa seguinte foram realizados os estudos estatísticos, as considerações sobre o campo de tensões e o sistema de suporte e as análises numéricas, com seus procedimentos preliminares (estudo da malha e calibração) e de cálculo. Na Figura 1.2, as duas etapas citadas são apresentadas por meio de um organograma.

Primeira Etapa



Segunda Etapa

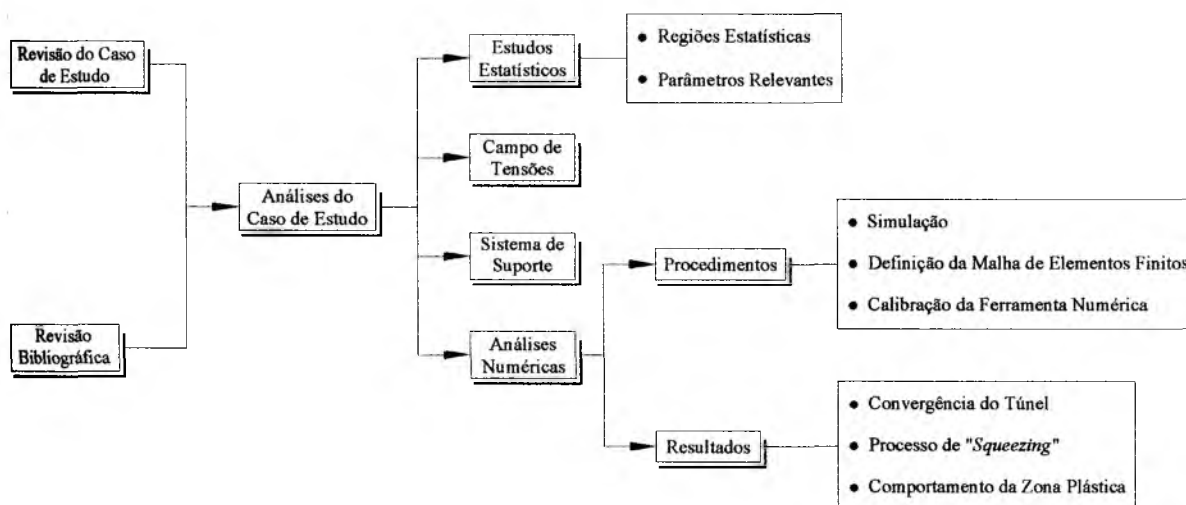


Figura 1.2 – Etapas das atividades realizadas na pesquisa.

1.5. ORGANIZAÇÃO DA TESE

A presente tese está estruturada em seis capítulos e cinco apêndices, ambos sucintamente descritos a seguir.

O *Capítulo 1* expõe a importância e atualidade do tema, embasado na apresentação dos estudos anteriormente realizados por outros autores. Da mesma forma, os aspectos técnicos e motivacionais são discutidos na tentativa de constatar a relevância do tema, Além disso, se

apresenta o objetivo proposto da tese, ou seja, o desenvolvimento da *metodologia probabilística de previsão*. Finalmente, a metodologia de trabalho da pesquisa é apresentada de maneira esquemática, onde suas duas etapas são sumarizadas.

O *Capítulo 2* trata dos conceitos da mecânica das rochas, das obras subterrâneas e dos métodos estatísticos e probabilísticos. Esse capítulo reúne os conceitos teóricos básicos que regem os estudos probabilísticos em meios rochosos. Desse modo, os profissionais envolvidos com empreendimentos subterrâneos escavados em meios rochosos compreenderão a amplitude de áreas contempladas nos estudos probabilísticos em meios rochosos. Por fim, o *Apêndice A*, parte integrante do *Capítulo 2*, resume os valores críticos do teste de Kolmogorov-Smirnov.

O *Capítulo 3* descreve a *metodologia probabilística de previsão*, ou seja, as etapas de seu desenvolvimento durante as fases de projeto e executiva das obras subterrâneas escavadas em meios rochosos. Para tanto, considerações são discutidas com respeito aos conceitos teóricos envolvidos; a real necessidade de conhecimento do caso-estudo e; ao desenvolvimento das análises numéricas.

O *Capítulo 4* apresenta algumas informações gerais, técnicas e executivas do caso estudado por esta tese. Em virtude das condições únicas reportadas ao longo de sua longa construção, o túnel de Yacambú-Quíbor, localizado na Venezuela, foi escolhido para a aplicação da *metodologia probabilística de previsão*.

O *Capítulo 5* demonstra a aplicação da *metodologia probabilística de previsão* por meio do caso estudado, ou seja, o túnel de Yacambú-Quíbor. Inicialmente, os passos pertinentes ao tratamento estatístico dos dados disponíveis serão demonstrados. Em seguida, os pontos relevantes as análises numéricas estarão em foco, onde os passos da previsão de tendência geométrica da zona plástica serão apresentados. Os *Apêndices B e C* reúnem os valores das variáveis empregadas nos trechos do setor de emboque e desemboque, respectivamente. Os *Apêndices D e E* reúnem os resultados gerados pela aplicação da *metodologia probabilística de previsão*, para ambos os trechos dos setores de emboque e desemboque, respectivamente.

O *Capítulo 6* revela as conclusões dos resultados obtidos e propõe sugestões para o prosseguimento das pesquisas nessa área de interesse.

Estudos Probabilísticos em Meios Rochosos

Na Engenharia Geotécnica é reconhecido que as propriedades do maciço de solo são inerentemente heterogêneas, já que depósitos naturais de solo são caracterizados por camadas irregulares de vários tipos de materiais (argilas, siltes, areias, pedregulhos etc), com diversas faixas de densidades, oriundos de misturas diversas e possuidores de outras propriedades que afetam a resistência e a compressibilidade do depósito. Não diferentemente, os maciços rochosos são freqüentemente constituídos por sistemas geológicos, tais como descontinuidades, falhas e feições geológicas (tal como dobramentos) todos caracterizando o próprio maciço. Em virtude disso, a capacidade de carga e suporte da rocha são significativamente afetados, bem como a própria estabilidade desses maciços. Assim, este capítulo visa apresentar os conceitos da mecânica das rochas, obras subterrâneas e estudos probabilístico, para com isso apresentar a notória aplicabilidade dos métodos probabilísticos em estudos que detêm tal variabilidade natural de seus parâmetros.

2.1. CRITÉRIO DE RUPTURA GENERALIZADO DE HOEK-BROWN

Desde sua introdução em 1980 (Hoek & Brown, 1980a e Hoek & Brown, 1980b), o critério de ruptura de Hoek-Brown tem gradualmente evoluído (Hoek 1983; Hoek 1994; Hoek & Brown 1997; Hoek *et al.* 2002; entre outros) em função das necessidades dos projetistas e construtores, que o tem aplicado a diversos casos não contemplados pela versão original de 1980. Um exemplo disso seria o crescente número de escavações através de maciços rochosos com baixa ou baixíssima qualidade, o que tem apresentado desafios cada vez maiores. Com a revisão do critério proposto por Hoek *et al.* 2002, o critério de ruptura de Hoek-Brown passou a ser denominado de *critério de ruptura generalizado de Hoek-Brown*, o qual é descrito pela seguinte equação:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (2.1)$$

onde: σ_1' e σ_3' são as tensões principais; σ_{ci} é a resistência de compressão uniaxial do material da rocha intacta; m_b é um valor reduzido do material da rocha intacta e; s e a são constantes do grau de fraturamento do maciço rochoso ($s=1$ e $a=0,5$ para rocha intacta).

O valor da constante m_b pode ser obtido a partir da seguinte equação:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (2.2)$$

onde: m_i constante do material da rocha intacta; GSI é o índice de resistência geológica (Item 2.2) e; D é o fator de distúrbio do maciço rochoso.

As demais constantes, função do tipo de rocha base e grau de fraturamento do maciço rochoso, são obtidas por meio das seguintes equações:

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (2.3)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left[\exp\left(\frac{-GSI}{15}\right) - \exp\left(\frac{-20}{3}\right) \right] \quad (2.4)$$

Para um maciço rochoso intacto a Equação 2.1 será reescrita da seguinte forma:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{0,5} \quad (2.5)$$

Com a revisão de 2002 (Hoek *et al.*, 2002), o critério de ruptura generalizado de Hoek-Brown passou a avaliar o grau de distúrbio do maciço rochoso oriundo do processo de escavação por meio de um fator “D”. Este fator interpreta as perturbações experimentadas pelo maciço rochoso oriundas dos serviços, tais como, desmonte a fogo, sismos locais, relaxações de tensões etc. Na Figura 2.1 se observa que o fator “D” pode assumir valores entre zero (maciço não perturbado) até um (maciço bastante perturbado).

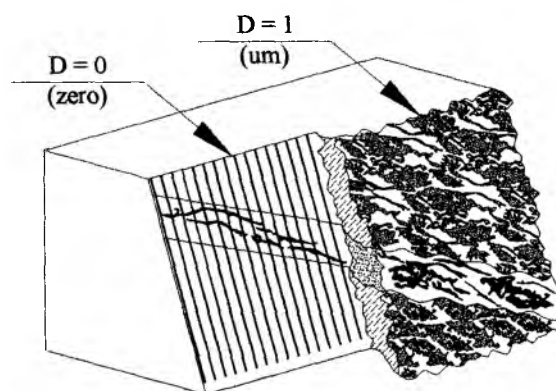


Figura 2.1 – Comparação entre um talude trabalhado sem (D=0) e com perturbação (D=1) do processo de escavação.

2.2. ÍNDICE DE RESISTÊNCIA GEOLÓGICA

O índice de resistência geológica – GSI (“*Geological Strength Index*”) foi apresentado por Hoek (1994). Ao longo dos anos, o GSI tem passado por seguidos ajustes (Hoek *et al.* 1995; Hoek & Brown 1997; Hoek *et al.* 1998; Marinos & Hoek 2000 e Marinos & Hoek 2001) que colaboraram para o seu enriquecimento e aplicação no critério de ruptura de Hoek-Brown. Inicialmente, o GSI havia sido desenvolvido para maciços rochosos homogeneamente fraturados. Contudo, os trabalhos de Hoek *et al.* (1998), Marinos & Hoek (2000 e 2001) resultaram em um grande avanço transcritos nos ábacos da Figura 2.2 e Figura 2.3, que acarretaram na aplicação do GSI a maciços rochosos fraturados e heterogêneos.

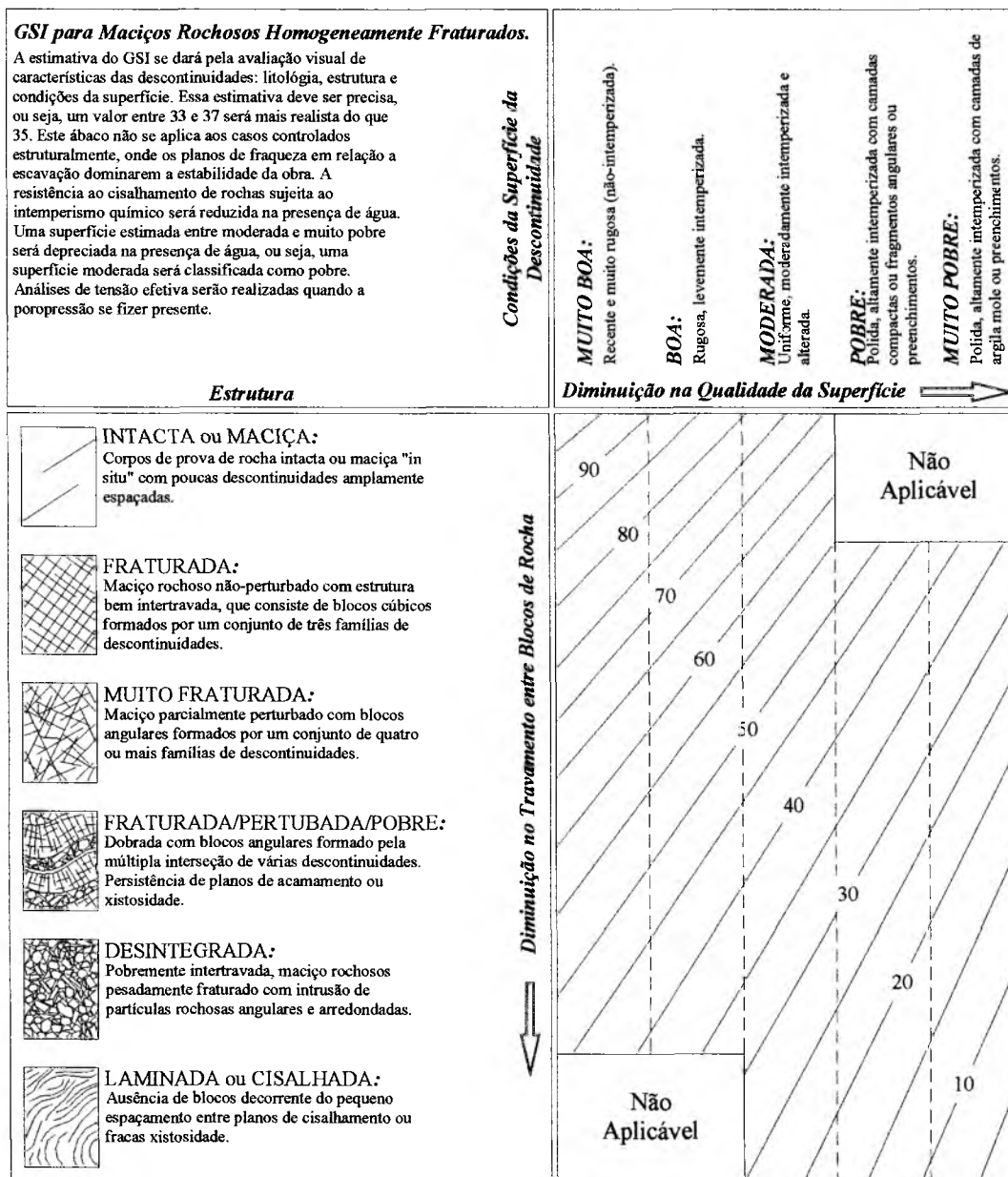


Figura 2.2 – Ábacos para a estimativa do valor do GSI de maciços rochosos homogeneamente fraturados (Marinos & Hoek, 2000).

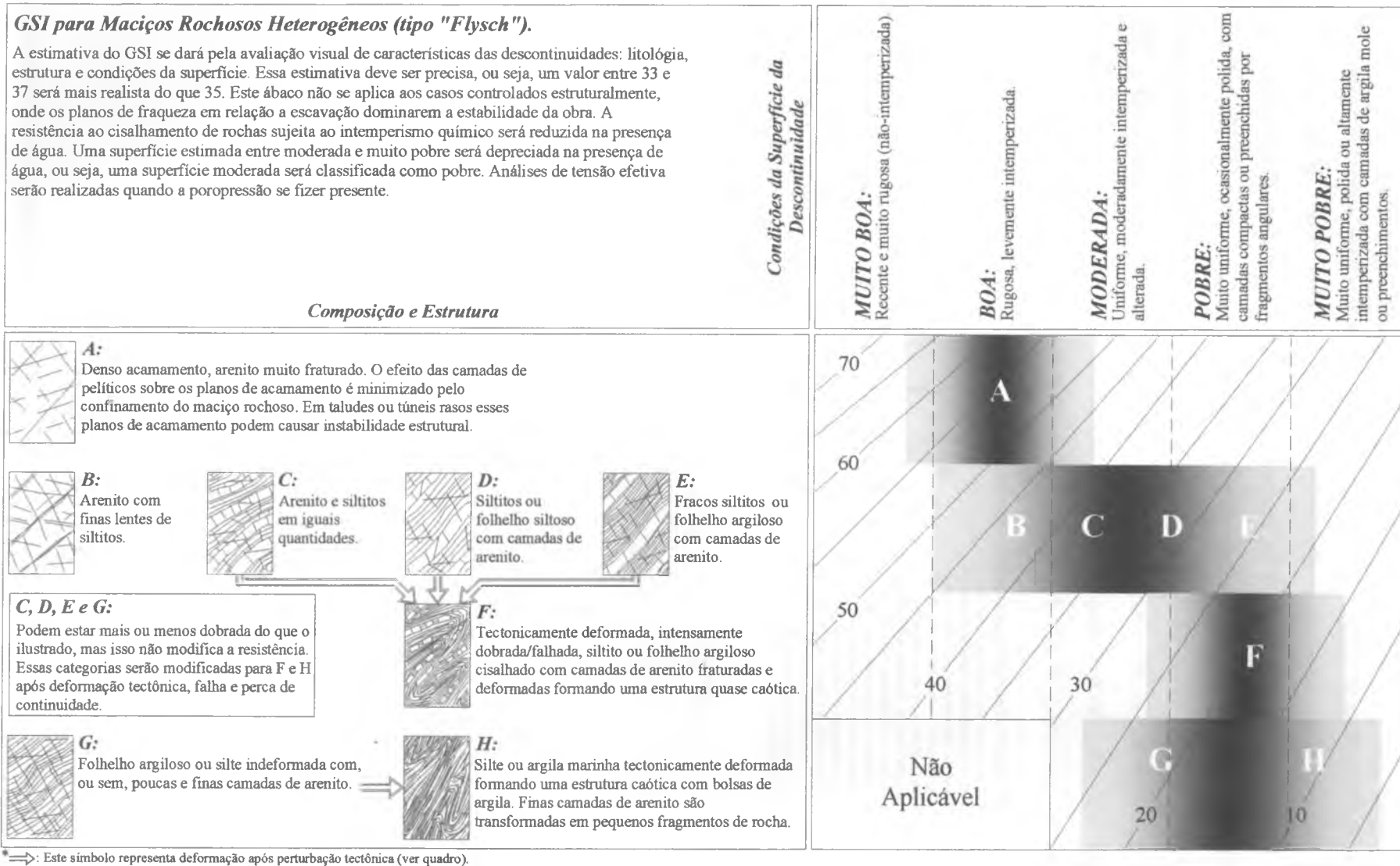


Figura 2.3 – Ábaco para a estimativa do valor do GSI de maciços rochosos heterogêneos (Marinos & Hoek, 2000).

O adequado uso dos ábacos depende de uma detalhada e cuidadosa descrição visual da estrutura geológica do maciço rochoso, que deve ser essencialmente qualitativa. Assim, a experiência de uma equipe de geologia de engenharia é bastante recomendável para o sucesso da estimativa do GSI e, por conseguinte, do empreendimento. O GSI não foi desenvolvido para substituir ou confrontar os amplamente utilizados sistemas de classificação geomecânica RMR (Bieniawski, 1973) e Q (Barton *et al.*, 1974). Ao contrário dos sistemas RMR e Q tão bem descritos por autores como Durand (1995), USAGE (1997) e Fialho (2003), onde esses sistemas apresentam sugestões de reforço e sistema de suporte, o GSI se limita à estimativa das propriedades do maciço rochoso, assumido como meio isotrópico equivalente. Essas por sua vez, aplicadas em soluções analíticas ou numéricas buscarão a previsão do comportamento da escavação, auxiliando no desenvolvendo de processos racionais dos serviços.

O termo “*flysch*”, existente no ábaco para maciços rochosos heterogêneos, é atribuído ao geólogo B. Studer e derivado da palavra alemã “*fliessen*” que significa escorregamento, provavelmente uma alusão aos freqüentes deslizamentos de maciços predominantemente formados por essa estrutura. A composição do “*flysch*” consiste em sedimentos clásticos que estão associados com sua orogênese. As bacias de sedimentação do material clástico são formadas do processo erosivo de cadeias montanhosas próximas. A estrutura “*flysch*” é caracterizada pela alternância rítmica de arenitos e finas camadas granulares. O arenito pode também incluir camadas de conglomerado. As finas camadas granulares contem siltitos, xistos siltsos e xistos argilosos. Raramente próximo a suas bordas, estratos de calcário podem ser encontrados. No referente à espessura dessa estrutura, ela frequentemente possui grandes dimensões, que podem ser de centenas até milhares de metros.

Com o entendimento da estrutura “*flysch*” intrínseca aos valores do GSI estimados no ábaco da Figura 2.3, passa a haver a necessidade de seleção dos parâmetros da rocha intacta, como, a constante do material da rocha intacta (m_i) e a resistência de compressão uniaxial do material da rocha intacta (σ_{ci}). Devido às camadas de arenitos estarem usualmente separadas por fracas camadas intrusivas de siltitos ou xistos, o contato entre as partículas de rocha se torna restrito. Consequentemente, a determinação da resistência do maciço rochoso é extremamente desaconselhável a partir das propriedades do arenito. Igualmente, o uso apenas das propriedades do silito ou xisto será pesadamente conservativo, pois certamente o arenito contribuirá com a resistência do maciço rochoso. Assim, a Tabela 2.1 expõe a sugestão de

ponderação dos parâmetros da rocha intacta proposta por Marinós & Hoek (2000), onde as camadas de arenitos e siltitos (ou xistos) são consideradas na definição da rocha intacta.

Tabela 2.1 – Sugestão de Marinós & Hoek (2000) para a ponderação dos parâmetros da rocha intacta (m_i e σ_{ci}), quando aplicado o ábaco de maciço rochoso heterogêneo (tipo “*Flysch*”).

Tipo de “<i>Flysch</i>” (Figura 2.3)	Ponderação dos parâmetros da rocha intacta: m_i e σ_{ci}
A e B	Aplicar os valores totais das camadas de arenito.
C	Redução de 20% para arenitos e aplicação dos valores totais para siltitos.
D	Redução de 40% para arenitos e aplicação dos valores totais para siltitos.
E	Redução de 40% para arenitos e aplicação dos valores totais para siltitos.
F	Redução de 60% para arenitos e aplicação dos valores totais para siltitos.
G	Aplicar os valores totais dos siltitos ou xistos.
H	Aplicar os valores totais dos siltitos ou xistos.

Após anos de aplicação do GSI e suas variações para a caracterização do maciço rochoso, Marinós *et al.* (2005) reuniu os freqüentes questionamentos de construtores e projetistas a respeito do valor representativo e da aplicação do GSI a vários tipos de maciços rochosos sob as mais diversas condições. Esses pontos são descritos nos itens a seguir.

2.2.1. QUANDO NÃO USAR O GSI

O GSI está baseado na hipótese de que o maciço rochoso deve ser suficientemente fraturado para possuir um comportamento isotrópico, ou seja, o comportamento do maciço independe da direção de aplicação do carregamento. Assim, o GSI não se aplica aos maciços rochosos com claro domínio estrutural (ruptura de blocos ou cunhas). Por exemplo, um maciço formado por uma ardósia sem perturbações que detém um comportamento mecânico altamente anisotrópico, onde esse fator impossibilita a determinação de um valor para o GSI oriundo dos ábacos da Figura 2.2 e Figura 2.3. Entretanto, com certa cautela, o critério de ruptura de Hoek-Brown e os ábacos do GSI podem ser aplicados se a ruptura de tal maciço rochoso não se encontre sob o controle de sua anisotropia. De forma similar, um túnel (ou talude) escavado em um maciço rochoso altamente resistente e com poucas descontinuidades espaçadas com distâncias compatíveis a magnitude do empreendimento, apresentará uma estabilidade estrutural devido às interseções entre as famílias de descontinuidades e a face livre (parede do túnel). Obviamente, em ambos os casos o GSI não será aplicado com propriedade.

2.2.2. DESCRIÇÃO GEOLÓGICA NOS ÁBACOS DO GSI

A descrição geológica de um maciço rochoso não deve estar limitada à similaridade visual da estrutura “*in situ*” com as formas figurativas dos ábacos do GSI. Neste caminho, a escolha de um valor de GSI representativo obrigatoriamente passará pelo cruzamento de dados visuais de campo com os figurativos e descritivos dos ábacos. Portanto, haverá casos em que o valor ideal do GSI estará contido no intervalo entre diferentes formas figurativas e/ou descritivas dos ábacos.

2.2.3. PROJEÇÃO DO GSI PARA O INTERIOR DO MACIÇO ROCHOSO

Fragmentos de rocha, taludes escavados, a face de escavação de túneis, testemunhos de sondagem e furo de sondagem televisado são as mais comuns fontes de informação para a estimativa inicial do valor do GSI. Como os valores estimados dessas fontes deverão ser projetados para o interior do maciço rochoso atrás do talude escavado ou da face de escavação do túnel?

Taludes escavados e a face de escavação de túneis são provavelmente as mais relevantes fontes de informação na estimativa inicial do valor do GSI, frutos de suas proximidades com a estrutura sob investigação – o maciço rochoso. Em maciços rochosos altamente resistentes são importantes concessões apropriadas devido aos danos acarretados pelos processos de escavação mecanizada e desmonte a fogo.

Conceitualmente, o propósito do GSI é indicar valores para as propriedades do maciço rochoso não perturbado, logo na medida em que danos estruturais são aceitos no processo de escavação esses ocasionarão valores do GSI bastante conservativos. Portanto, na ausência de testemunhos de sondagem se torna imprescindível que a equipe de geologia de engenharia do empreendimento extrapole os valores do GSI além da superfície danificada, na tentativa de estimar valores do GSI coerentes com a estrutura do maciço rochoso. Esse problema se torna menos relevante em maciços fracos ou com perturbações tectônicas, onde o processo de escavação é cercado por cuidados e conseqüentemente a quantidade de danos gerada é desprezível frente ao já existente.

Nas primeiras fases de serviços realizados em maciços rochosos, os testemunhos de sondagem e furos de sondagem televisados se mostram como os melhores amigos do geólogo ou engenheiro geotécnico, pois esses elementos são radiografias palpáveis da estrutura do maciço rochoso. Esses testemunhos contêm uma informação unidimensional do maciço rochoso, que

posteriormente será extrapolada para uma visão tridimensional que resultará na construção do modelo geológico da região. Esse processo de extrapolação é bastante complexo, logo uma equipe de geologia de engenharia experiente é fundamental para seu sucesso. Assim, o enriquecimento de informações geológicas por múltiplos testemunhos de sondagem, bem como de testemunhos inclinados, tendem a contribuir com o trabalho de interpretação e representação do maciço rochoso por meio do modelo geológico da região.

Finalmente, após a representação do modelo geológico e já na fase de escavação, a questão se volta para a abrangência do valor do GSI, ou seja, seu raio de atuação medido entre a superfície livre da escavação e o maciço rochoso. A escavação de taludes é avaliada por sua estabilidade e potencial de ruptura, logo a estimativa do GSI nesse caso requer considerável julgamento, particularmente quando o plano de ruptura se dá através de zonas com diferentes qualidades, entretanto valores médios não são apropriados na estimativa do GSI. Para túneis, o GSI deve abranger o volume de rocha a ser suportado, por exemplo, em termos do número de diâmetro para o estudo do comportamento do túnel, bem como em termos de centímetros ou metros para estruturas localizadas como sapatas (tipo “pata de elefante”). Casos especiais ou estruturas sensíveis, tais como casas de força subterrâneas, deverão ter o GSI avaliado por meio de túneis exploratórios (túnel “piloto”) de pequeno diâmetro. Esse requintado procedimento de aquisição de dados tende a acarretar considerável elevação nos custos da obra, concomitantemente compensados com o ganho de refino das informações acerca do maciço.

2.2.4. ANISOTROPIA

Como discutido anteriormente, o critério de ruptura de Hoek-Brown, bem como critérios similares, se aplica ao maciço rochoso isotrópico e cujo comportamento estrutural não possua uma direção preferencial de ruptura ditada pela interseção de um conjunto de famílias de descontinuidades. Nesse último caso o GSI não possui representatividade, visto o controle da resistência ao cisalhamento das descontinuidades sobre a ruptura. Casos, entretanto, onde o critério de ruptura e o GSI podem razoavelmente ser utilizados foram discutidos anteriormente. Contudo, em uma análise numérica que envolva uma simples e bem definida descontinuidade, como uma zona cisalhada ou falhada, às vezes será apropriado aplicar o critério de ruptura de Hoek-Brown a todo domínio do maciço rochoso e sobrepor à descontinuidade como um elemento significativamente mais fraco. Nesse caso, o valor admitido do GSI para o maciço rochoso deverá ignorar a descontinuidade maior. As

propriedades dessa descontinuidade poderão se ajustar aos valores localizados na parte inferior dos ábacos do GSI, ou elas poderão requerer uma aproximação diferente tal como os teste laboratoriais de cisalhamento preenchidos por argilas moles.

2.2.5. ABERTURA DAS DESCONTINUIDADES

As características de resistência e deformação do maciço rochoso são dependentes do travamento entre os blocos de rocha formadores do maciço. Obviamente, a separação desses blocos, por meio da abertura das descontinuidades, possui um papel chave nas propriedades do maciço rochoso. Os ábacos do GSI não apresentam referências diretas à abertura das descontinuidades. Todavia, a partir do fator de distúrbio (D), introduzido no critério de ruptura generalizado de Hoek-Brown (Hoek *et al.*, 2002), as propriedades do maciço rochoso são calculadas considerando um certo nível de abertura das descontinuidades, ou seja, um maciço intacto (D=0) possuirá suas descontinuidades seladas, diferentemente de um maciço extremamente perturbado (D=1) onde suas descontinuidades se apresentaram abertas, bem como sua estrutura se encontrará desagregada.

2.2.6. APLICAÇÃO DO GSI A GRANDES PROFUNDIDADES

Em elevadas profundidades (1.000 m ou mais) a estrutura de maciços rochosos altamente resistentes é tão coesa que seu comportamento se assemelha ao da própria rocha intacta. Em tal circunstância, o valor do GSI tende a seu máximo valor (GSI = 100) e sua aplicação não é tão significativa. O processo de ruptura regido por esse cenário é dominado pela iniciação e propagação de ruptura frágil, que leva à fragmentação, desprendimento e, em casos extremos, ruptura violenta do maciço rochoso. Quando o maciço rochoso apresenta um importante grau de perturbação tectônica, que persiste com a profundidade, o comentário acima deve ser desconsiderado e os ábacos do GSI aplicados, mas com cautela.

2.2.7. DESCONTINUIDADES COM MATERIAIS PREENCHIDOS

Os ábacos do GSI podem ser usados na estimativa das características dos maciços rochosos com descontinuidades preenchidas, para isso especial atenção deve ser dada às descrições das condições da superfície da descontinuidade apresentadas nas colunas pobre e muito pobre. Caso o preenchimento seja sistemático e fino (poucos centímetros) ou zonas cisalhadas estejam presentes com material argiloso, então o uso do ábaco do GSI para maciços rochosos heterogêneos (tipo “*flysch*”) é recomendado.

2.2.8. A INFLUÊNCIA DA ÁGUA

A resistência ao cisalhamento do maciço rochoso é reduzida com a presença da água no interior de suas descontinuidades ou de seus materiais de preenchimento, quando esses são propícios à deterioração resultante da alteração da umidade. Isso é particularmente válido para as condições da superfície da descontinuidade limitadas entre moderado a muito pobre, onde as condições de umidade podem acarretar em uma nova avaliação e conseqüente alteração da coluna para a direita, ou seja, um maciço com condições moderadas poderá ser reavaliado para pobre e/ou subsequentemente muito pobre, devido a “lubrificação” de suas descontinuidades decorrente da alteração da umidade. Finalmente, a poropressão não é influenciada pela determinação do GSI, porém casos onde a poropressão exista deverão ser tratados por meio de análises de tensões efetivas.

2.2.9. MACIÇOS ROCHOSOS INTEMPERIZADOS

Um maciço rochoso intacto (Equação 2.5) após os efeitos de intemperismo necessariamente deverá ter seu valor do GSI reavaliado, onde, igualmente a influência da água, esses serão alterados para um novo valor contido na coluna à direita. No caso em que o intemperismo atinge a rocha intacta, a constante do material da rocha intacta (m_i) e a resistência de compressão uniaxial do material da rocha intacta (σ_{ci}) do critério de ruptura de Hoek-Brown obrigatoriamente devem ser depreciadas. Similarmente, quando a magnitude da penetração do intemperismo é elevada, onde as descontinuidades e a própria estrutura do maciço rochoso são perdidas, o maciço rochoso deverá ser avaliado como um solo e obviamente o GSI não mais se aplica a tal cenário.

2.2.10. MACIÇOS ROCHOSOS HETEROGÊNEOS

Um ábaco do GSI para maciços rochosos heterogêneos (tipo “*flysch*”), contido na Figura 2.3, foi proposto por Marinos & Hoek (2000) na tentativa de acomodar algumas importantes variáveis do maciço rochoso. Essas variáveis são percebidas em maciços rochosos de pobre qualidade e extremamente cisalhados compostos por materiais xistosos (siltitos, xistos argilosos ou filitos). Assim como, maciços rochosos onde esteja presente a ocorrência de acamamentos de rochas duras (arenitos, calcários ou quartzitos). Recentemente, o trabalho de Hoek *et al.* (2005) apresentou um novo ábaco do GSI abrangendo estruturas litologicamente variadas, cujos maciços rochosos não foram perturbados por processos de tectonismo. Devido esse ábaco ainda se encontrar em sua versão inicial, o mesmo não será abordado nesse texto.

2.2.11. BAIXA RESISTÊNCIA DAS ROCHAS

Quando rochas tipo calcárias argilosas, argilitos, siltitos e arenitos fracos são formadas em condições estáveis ou em um ambiente pós-tectonismo, elas apresentarão uma estrutura simples com poucas descontinuidades. Mesmo com a presença de planos de acamamento, essas rochas não apresentarão superfícies de descontinuidades claramente definidas. Em tais circunstâncias, o ábaco do GSI (Figura 2.2) é aplicável aos maciços rochosos com estruturas dita fraturada ou intacta.

As condições da superfície das descontinuidades, embora limitadas em número, não serão melhores do que moderada (frequentemente moderada ou pobre) e, portanto o valor do GSI tende a ser contido na faixa de 40 até 60. Para o cenário descrito, a baixa resistência do maciço resulta dos baixos valores da constante do material da rocha intacta (m_i) e da resistência de compressão uniaxial do material da rocha intacta (σ_{ci}). Contudo, quando essas rochas formam maciços contínuos sem descontinuidades, o maciço rochoso será tratado como intacto (Equação 2.5) e analisado com parâmetros obtidos diretamente de ensaios laboratoriais, logo em tal contexto o GSI não se aplicará.

2.2.12. PRECISÃO DO GSI

A precisão do GSI atende bem às expectativas de experientes geólogos no tocante à descrição qualitativa do maciço rochoso. Isso se fundamenta em suas experiências na descrição de corpos de rochas e maciços rochosos durante atividades de inspeção de campo e mapeamentos geológicos. Por outro lado, engenheiros se sentem desconfortáveis com a obtenção do GSI por meio de ábacos, devido à ausência de parâmetros capazes de serem medidos para ajustar a estimativa do valor do GSI. Todavia, o GSI também pode ser calculado por meio das classificações geomecânicas, tomados somente os parâmetros referentes ao maciço rochoso, excluindo aqueles regidos pelo carregamento.

2.2.13. GSI NOS CONTRATOS DE OBRAS

Os contratos dos empreendimentos executados no meio rochoso, particularmente os túneis, constantemente se deparam com a questão da alteração das condições geológicas. Na tentativa de contornar essa questão, os contratos tentam antecipar a tendência geológica do maciço por meio das classificações geomecânicas RMR e Q. Contudo, uma nova corrente de contratos tem aplicado o GSI para esse propósito de antecipação geológica, para a qual diversos

pesquisadores se colocam fortemente contrário. Essa resistência se baseia na proposta original das classificações RMR e Q, onde essas propõem um sistema de suporte após a caracterização do maciço rochoso. Enquanto o GSI se restringe a qualificar o maciço rochoso, e dessa maneira auxiliando o projetista na estimativa dos parâmetros de resistência do maciço. Portanto, o GSI se apresenta como mais um elemento no processo de projeto das obras escavadas em maciços rochosos.

O uso de qualquer sistema de classificação na antecipação das condições geológicas é sempre uma questão delicada e que deve ser tratada com cautela, pois esses sistemas estão abertos a variadas interpretações decorrentes do nível de experiência e/ou conservadorismo da pessoa responsável. Essas interpretações podem gerar significativas diferenças nos valores das classificações geomecânicas RMR e Q em um particular maciço rochoso e, caso essas diferenças resultem em grandes alterações no processo de escavação ou no sistema de suporte, isso poderá acarretar sérias conseqüências financeiras.

2.3. MÓDULO DE DEFORMABILIDADE DO MACIÇO ROCHOSO

O módulo de deformabilidade do maciço rochoso (E_m) é um parâmetro bastante relevante nas análises do comportamento do maciço, onde essas análises considerem suas deformações (Hoek & Diederichs, 2006). Igualmente, o coeficiente de Poisson (ν) é outro parâmetro relevante a essas análises, como demonstrado por Gercek (2007). Assim, por exemplo, no projeto do suporte primário e final, as deformações ao redor das obras subterrâneas possuem considerável importância, logo a análise numérica de tal circunstância irá requerer um valor (estimado ou não) para o módulo de deformabilidade.

A obtenção direta do módulo, por meio de ensaios “*in situ*”, demanda muito tempo e possui elevado valor operacional, além da questionável confiabilidade dos resultados. Conseqüentemente, vários pesquisadores propuseram relações empíricas para a estimativa do módulo de deformabilidade do maciço rochoso baseados nos sistemas de classificação, tais como, “*Rock Mass Rating*” (RMR), “*Tunnelling Quality Index*” (Q) e o índice de resistência geológica (GSI).

2.3.1. ENSAIOS DE CAMPO

Usualmente, a determinação “*in situ*” do módulo de deformabilidade se faz a partir do ensaio de placa. Fundamentalmente, o ensaio consiste na medição de deformação do maciço rochoso

durante ciclos de carga e descarga do mesmo. Como observado na Figura 2.4, esses ciclos são efetuados por macacos hidráulicos de grande porte, cujas reações são transmitidas ao maciço rochoso por placas de reação diametralmente opostas. Durante a fase de carregamento do maciço rochoso, suas medidas de deformação podem ser coletadas diretamente na placa de reação (Figura 2.4a – ensaio de placa com medida superficial), ou em seu interior por meio de furos de sondagens instrumentados com extensômetros (Figura 2.4b – ensaio de placa com medida interna) posicionados sob as placas de reação. Nota-se na Figura 2.4b, que o ensaio de placa com medida interna tenta inibir os possíveis efeitos decorrentes da região perturbada durante o processo de escavação. Notoriamente o ensaio de placa é bastante oneroso, contudo o maior ou o menor custo do ensaio estará associado aos serviços de escavação e formatação da seção de ensaio.

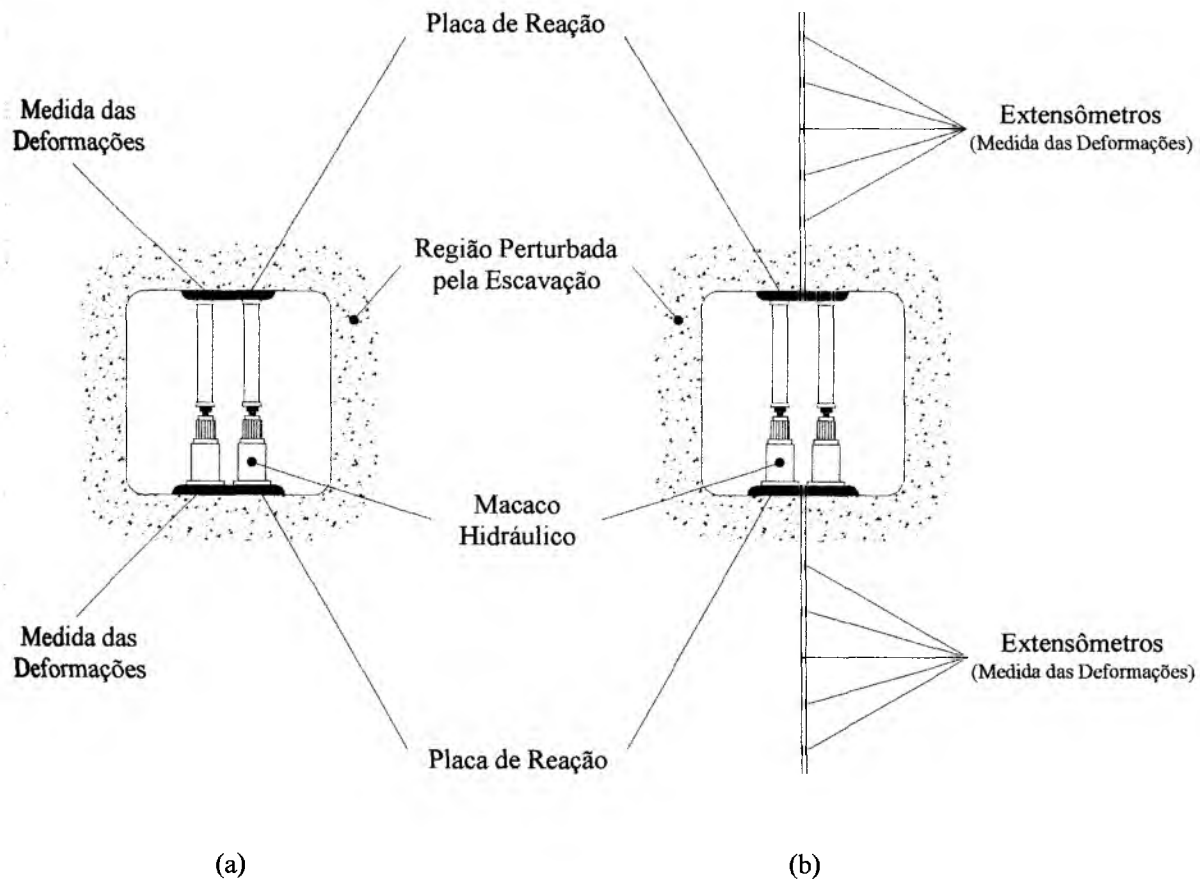


Figura 2.4 – Determinação “*in situ*” do módulo de deformabilidade do maciço rochoso, onde em (a) se obtêm medidas superficiais e em (b) medidas internas (Palmström & Singh, 2001).

Outra forma de determinação “*in situ*” do módulo de deformabilidade seria o ensaio de macaco plano. Como apresentado na Figura 2.5, esse é um ensaio simples em que macacos planos (camisas de borracha) são inseridos em perfurações na rocha, essas realizadas por meio de equipamentos de corte apropriados a meios rochosos (USACE, 1994). A deformação do

maciço rochoso, resultante do processo de inflação da camisa de borracha, é medida a partir da variação volumétrica do fluido do macaco. A seguir, o módulo de deformabilidade será derivado de relações entre a pressão do fluido e a deformação medida. A análise dos resultados do ensaio é dificultada devido as condicionantes de contorno impostas pela configuração do ensaio. Contudo, a principal vantagem do ensaio se traduz em sua capacidade de aplicação do carregamento a um amplo volume de rocha; seu valor operacional relativamente baixo e a possibilidade de medição das tensões “*in-situ*”.

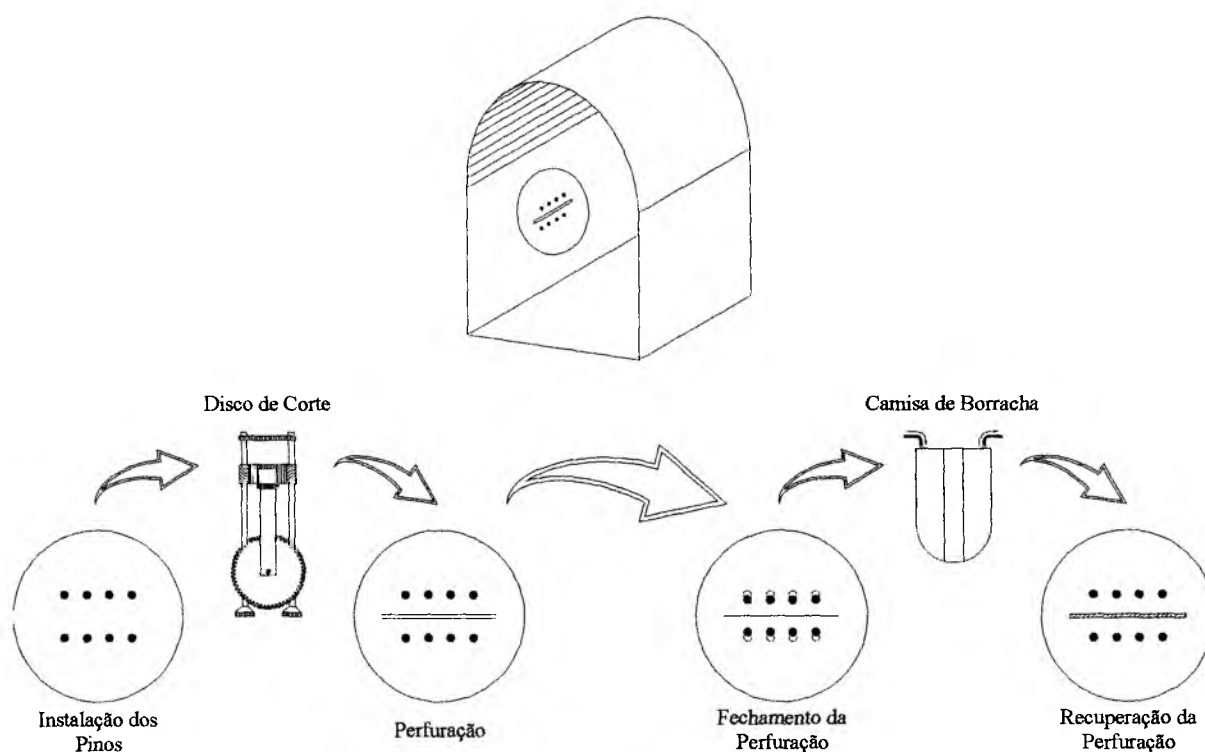


Figura 2.5 – Determinação “*in situ*” do módulo de deformabilidade do maciço rochoso, por meio do macaco plano.

2.3.2. RELAÇÕES EMPÍRICAS DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE

Como já citado, os elevados custos e as dificuldades operacionais na realização da determinação “*in situ*” do módulo de deformabilidade do maciço rochoso têm incentivado pesquisadores a uma constante busca e aprimoramento de equações empíricas aplicadas na determinação do módulo de deformabilidade. Desse modo, facilitando os trabalhos de projetistas, bem como contribuindo na redução de custos. A Tabela 2.2 resume as principais equações empíricas aplicadas na determinação do módulo de deformabilidade do maciço rochoso.

Tabela 2.2 – Resumo das principais equações empíricas aplicadas na determinação do módulo de deformabilidade do maciço rochoso.

<i>Autores</i>	<i>Equações</i>	<i>Considerações</i>
Bieniawski (1978)	$E_m = 2 \text{RMR} - 100$	RMR > 50
Serafim & Pereira (1983)	$E_m = 10^{\left(\frac{\text{RMR}-10}{40}\right)}$	RMR < 50
Grimstad & Barton (1993)	$E_m = 25 \log(Q)$	Q > 1
Hoek & Brown (1997)	$E_m = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{\left(\frac{\text{GSI}-10}{40}\right)}$	$\sigma_{ci} < 100 \text{MPa}$
Hoek <i>et al.</i> (2002)	$E_m = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{\left(\frac{\text{GSI}-10}{40}\right)}$	$\sigma_{ci} \leq 100 \text{MPa}$

E_m (GPa) – Módulo de deformabilidade do maciço rochoso. RMR – “Rock Mass Rating”. Q – “Tunnelling Quality Index”. σ_{ci} – resistência de compressão uniaxial do material da rocha intacta. GSI – Índice de resistência geológica. D – Fator de distúrbio.

Recentemente, após detalhada revisão de um amplo banco de resultados obtidos por ensaios de placa “*in situ*”, na China e Taiwan, com medição interna das deformações (Figura 2.4b), Hoek & Diederichs (2006) propuseram duas relações empíricas para a estimativa do módulo de deformabilidade de maciços rochosos isotrópicos. A primeira, denominada equação simplificada de Hoek & Diederichs, se ajustou com 90% dos dados trabalhados e é recomendada quando propriedades confiáveis da rocha intacta não são conhecidas. Essa equação incorpora o fator de distúrbio (D) e o índice de resistência geológica (GSI) no cálculo do módulo de deformabilidade, como demonstrado a seguir:

$$E_m(\text{MPa}) = 10^5 \left(\frac{1 - D/2}{1 + e^{\left[\frac{75 + 25D - \text{GSI}}{11} \right]}} \right) \quad (2.6)$$

onde: E_m é o módulo de deformabilidade do maciço rochoso; D é o fator de distúrbio do maciço; GSI é o índice de resistência geológica.

Na tentativa de testar a adequação da equação simplificada de Hoek & Diederichs, a mesma foi comparada com medições “*in situ*” do módulo de deformação do maciço rochoso publicadas por Serafim & Pereira (1983) e Bieniawski (1978). Os valores reunidos por esses autores são usualmente considerados bastante confiáveis, isso devido o elevado controle conferido a realização de seus ensaios em campo. Note que todos os valores mencionados foram obtidos antes de 1989, logo esses assumem o valor de GSI como sendo igual ao do RMR de 1976. Finalmente, a Figura 2.6 apresenta o bom ajuste da equação simplificada de

Hoek & Diederichs a esses valores de campo, isso em um cenário onde o maciço rochoso não tenha experimentado perturbações anteriores ($D = 0$).

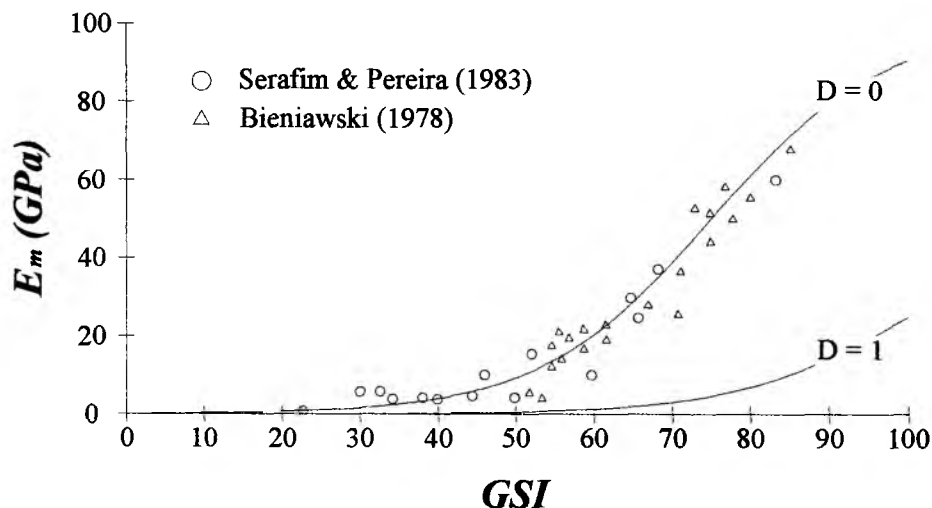
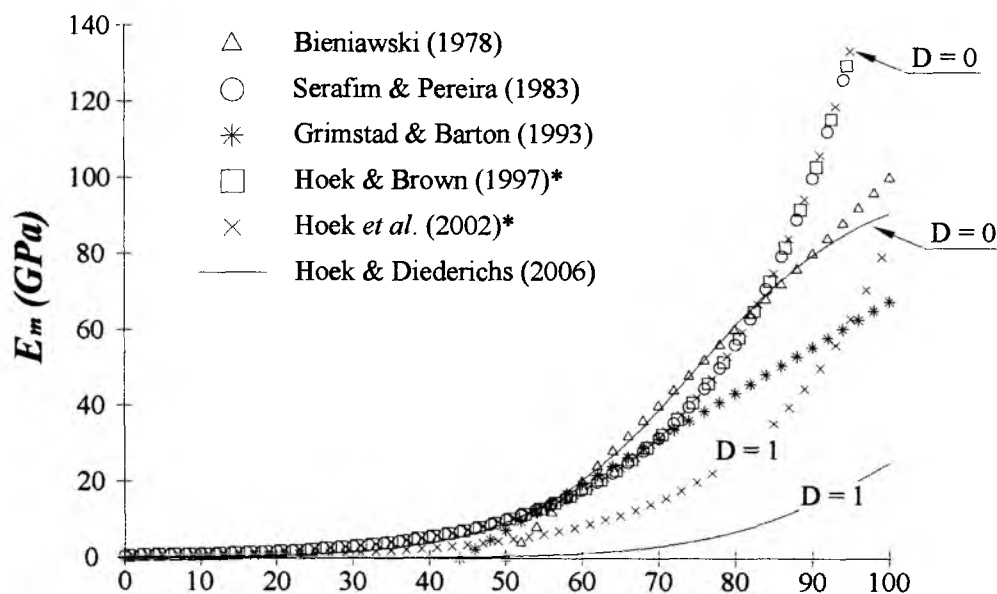


Figura 2.6 – Valores medidos “*in situ*” do módulo de deformabilidade do maciço rochoso publicados por Serafim & Pereira (1983) e Bieniawski (1978) plotados na curva da equação simplificada de Hoek & Diederichs (Hoek & Diederichs, 2006).

A Figura 2.7 compara o comportamento da equação simplificada de Hoek & Diederichs frente as demais equações apresentadas na Tabela 2.2. Nota-se que devido o fator de distúrbio (D), a equação proposta por Hoek & Diederichs (2006) possibilita uma maior abrangência de valores para o módulo de deformabilidade do maciço rochoso.



* Curvas calculadas para $\sigma_{ci} = 100$ MPa.

Figura 2.7 – Comparação entre o comportamento equação simplificada de Hoek & Diederichs frente as demais equações apresentadas na Tabela 2.2.

A segunda, denominada equação detalhada de Hoek & Diederichs, utiliza as mesmas variáveis da equação simplificada de Hoek & Diederichs, porém com a incorporação do módulo da rocha intacta (E_i), como visto a seguir:

$$E_m \text{ (MPa)} = E_i \left(0,02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{\left[\frac{60 + 15D - GSI}{11} \right]}} \right) \quad (2.7)$$

onde: E_i é o módulo da rocha intacta.

Entretanto, o parágrafo a seguir, demonstra que a rara disponibilidade de corpos de prova não perturbados é usualmente um fator limitante para o emprego da equação detalhada de Hoek & Diederichs. Por esse fato, a aplicação da equação simplificada de Hoek & Diederichs é recomendada quando somente o valor do fator D e do GSI se fizerem disponíveis. Pois como comentado anteriormente, o valor do módulo da rocha intacta, que mesmo disponível, possui uma confiabilidade suspeita devido aos freqüentes danos constatados nos corpos de prova utilizados em sua obtenção.

A difícil obtenção das propriedades da rocha intacta pode ser notada no caso descrito por Hoek & Marinos (2000a), onde um siltito que se encontrava sob investigação para a construção de uma casa de força subterrânea. Durante a campanha inicial de ensaios, diversos corpos de prova foram cuidadosamente coletados, protegidos com alumínio e cera e somente então transportados até um laboratório que reunia equipamentos e pessoal de alta qualidade. Embora tais medidas preventivas tenham sido tomadas, o processo de deterioração dos corpos de prova decorrente de sua relaxação foi tal, que os resultados não foram representativos. Conseqüentemente, uma segunda campanha de ensaios foi realizada, onde as amostras foram transportadas e ensaiadas, no intervalo de até uma hora, em um laboratório de pequeno porte localizado a 5 km do local de aquisição das amostras. Dessa forma, a segunda campanha de ensaios resultou em valores consistentes para as propriedades da rocha intacta.

2.4. PROCESSO DE “SQUEEZING”

As obras subterrâneas freqüentemente se deparam com situações adversas que em muitos casos se apresentam como desafios, podendo evoluir para frustrações, e resultar em infortúnios como danos e/ou perdas materiais e humanas. Um exemplo dessas freqüentes situações adversas é representado por grandes deformações observadas nas obras

subterrâneas. Essas grandes deformações podem ocorrer em túneis escavados através de maciços rochosos pesadamente fraturados e sujeitos a elevados níveis de tensões “*in situ*”. Essas deformações ocorrem devido às solicitações impostas ao maciço rochoso causado principalmente por seu campo de tensões. Assim, na Figura 2.8 é representado esse cenário composto por deformações rápidas associadas aos níveis de tensões comumente denominado de “*squeezing*”. Dentre a gama de adversidades “*tuneleiras*”, os problemas de “*squeezing*” são os mais complexos de serem contornados. Isso devido a sua natureza singular, onde a qualidade do maciço rochoso associada ao aumento da profundidade e, conseqüentemente elevadas tensões potencializam seus efeitos.

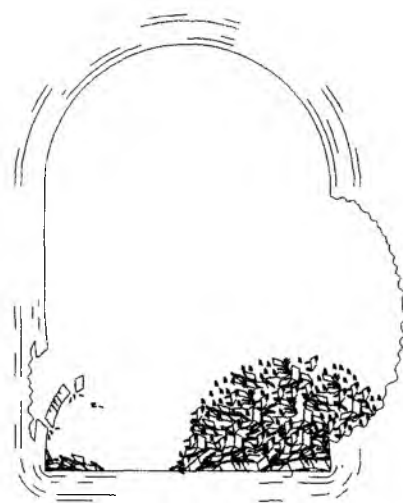


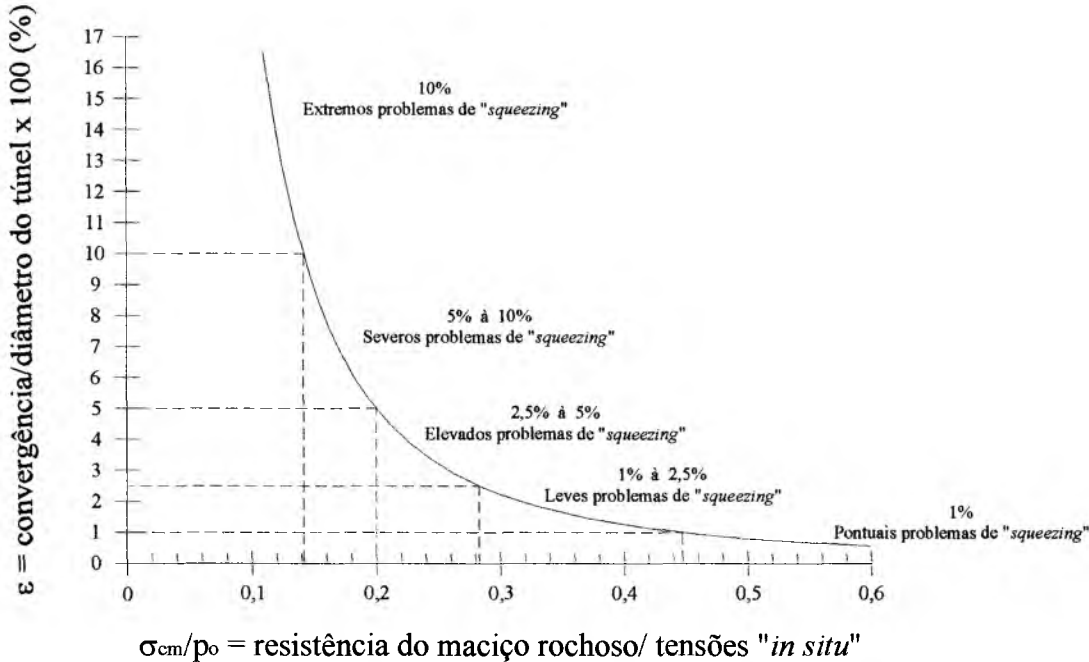
Figura 2.8 – Representação do cenário propício a ocorrência dos problemas de “*squeezing*”.

Diversas pesquisas (Terzaghi 1946; Hoek 1999; Hoek & Marinos 2000b; Hoek 2001) trabalharam para o desenvolvimento do conhecimento das origens e conseqüências dos problemas de “*squeezing*”. Análises provenientes dessas pesquisas demonstraram que a relação entre a resistência à compressão uniaxial do maciço rochoso (σ_{cm}) e as tensões “*in situ*” (p_o) é um bom indicador da potencialidade dos problemas de “*squeezing*”. Essa relação demonstra que, para valores iguais ou inferiores a um terço (0,3), o maciço rochoso possui um comportamento bastante frágil. Dessa forma, a Figura 2.9 sugere intervalos para os níveis de “*squeezing*”, além dos sistemas de suportes comumente utilizados.

2.4.1. SISTEMAS DE SUPORTE

A variabilidade dos sistemas de suporte utilizados nos processos de “*squeezing*” possui vantagens e desvantagens inerentes a cada um, logo não existe um simples mecanismo para a decisão do melhor método. Como apresentado na Tabela 2.3, em todos os processos de

“squeezing” (sem, moderado, elevado, severo ou extremo), tirantes e concreto projetado são aplicados como elementos primários em todos os sistemas (face parcializada, arco e rebaixo ou face plena). Porém, no caso do sistema de face parcializada, a seção de escavação é dividida em seções menores à medida que o processo de “squeezing” se torna crítico assegurando, portanto, ao perímetro reforçado por concreto projetado, alívio de sobrecarga em qualquer estágio do processo de escavação, além do maior controle da estabilidade.



ε (%)	Características Gerais	Suporte
< 1	Pontuais problemas de “squeezing”. Simples métodos de estabilidade das escavações podem ser utilizados.	Eventual tirante, cabo ou concreto projetado como garantia de segurança aos operários.
1 à 2,5	Leves problemas de “squeezing”. Realização de previsão da formação e comportamento da zona plástica, além de análise da interação maciço e suporte.	Uso de tirantes e/ou concreto projetado. Avaliação da necessidade de um leve sistema de cambotas.
2,5 à 5	Elevados problemas de “squeezing”. Racionalização, por meio de ferramentas computacionais, da seqüência de escavação e instalação do suporte.	Rápida instalação do suporte, elevação no controle e na qualidade dos serviços. Uso de pesado sistema de cambotas e concreto projetado.
5 à 10	Severos problemas de “squeezing” e alto domínio da instabilidade de face. Os estudos numéricos são utilizados na previsão do reforço de face e da proteção do teto.	Reforço da face (grampeamento) e proteção do teto (enfilagem). Utilização de concreto projetado na composição final do suporte.
> 10	Extremos problemas de “squeezing” ao longo da escavação e severa instabilidade de face. Larga experiência do construtor requerida na solução, devido a complexidade para os correntes métodos.	Reforço da face (grampeamento) e proteção do teto (enfilagem). Para casos extremos, emprego de suporte com junta deslizante revestido por concreto projetado.

Figura 2.9 – Potencial para problemas de “squeezing” (Hoek & Marinos, 2000b).

Tabela 2.3 – Ação do “squeezing” sobre a escavação e o sistema de suporte (Hoek, 2001).

	Face Parcializada	Arco e Rebaixo	Face Plena
Sem "squeezing"	<p>1 2</p> <p>Concreto projetado com eventuais tirantes.</p>	<p>1 Tirantes 2</p> <p>Concreto projetado com eventuais tirantes.</p>	<p>Apoio central (material a escavar) 2</p> <p>Concreto projetado e apoio central. Tirantes eventuais.</p>
Moderado "squeezing"	<p>1 2</p> <p>Tirantes e concreto projetado. Face apoiada com material a escavar.</p>	<p>1 Sapata 2</p> <p>Cambota sobre sapata. Concreto projetado. Uso de arco invertido.</p>	<p>Reforço da Face 2</p> <p>Treliça revestida em concreto projetado. Reforço da face.</p>
Elevado "squeezing"	<p>1 2 3</p> <p>Moderada parcialização da escavação. Arco invertido e concreto projetado.</p>	<p>1 2 Arco Invertido</p> <p>Cambota sobre sapata. Concreto projetado. Face reforçada.</p>	<p>Reforço da Face 2</p> <p>Cambota, enfilagem (proteção do teto), concreto projetado e reforço da face.</p>
Severo "squeezing"	<p>1 2 3 4 5 6</p> <p>Alta parcialização da escavação. Tirantes e concreto projetado.</p>	<p>1 2 Micro Estacas</p> <p>Cambota com sapata sobre micro estacas, proteção do teto. Elevado reforço da face.</p>	<p>Reforço da Face 2</p> <p>Denso reforço da face e densa e progressiva proteção do teto.</p>
Extremo "squeezing"	<p>1 5 2 3 6 4 7</p> <p>Complexa parcialização da escavação. Uso de pilares centrais.</p>	<p>Enfilagem (proteção do teto) 1 2</p> <p>Cambota e juntas deslizantes. Densa proteção do teto. Uso de arco invertido.</p>	<p>Juntas Deslizantes</p> <p>Reavaliação para dois túneis menores. Cambota, juntas deslizantes e concreto.</p>

No sistema de arco e rebaixo, bem como o de face plena, o aumento do processo de “squeezing” implica no uso de pesados sistemas de cambota, cada vez mais próximas uma das outras. A Figura 2.10 apresenta condições de severo “squeezing”, onde a integridade do túnel deverá ser obtida pela realização antecipada de medidas especiais, tais como, a instalação de fibras de vidro na frente de escavação (reforço da face do túnel) e reforço do teto da escavação por meio de enfilagens. Esse reforço é muito efetivo na proteção da frente de escavação, porém ele também pode se tornar uma desvantagem devido a sua exposição no túnel após a escavação da seção. Essa exposição gera a necessidade de apoiar esses elementos em cambotas instaladas o mais próximas possível da face de escavação. Por conseguinte, especialmente no sistema de arco e rebaixo é particularmente importante que a primeira fase de instalação das cambotas esteja livre de colapso por meio de apoios, tais como, sapata ou micro estacas (Tabela 2.3). Um freqüente erro de projeto é o uso de enfilagens com diâmetros excessivos provocando uma sobrecarga no conjunto de cambotas, mesmo promovendo uma excelente proteção do teto.

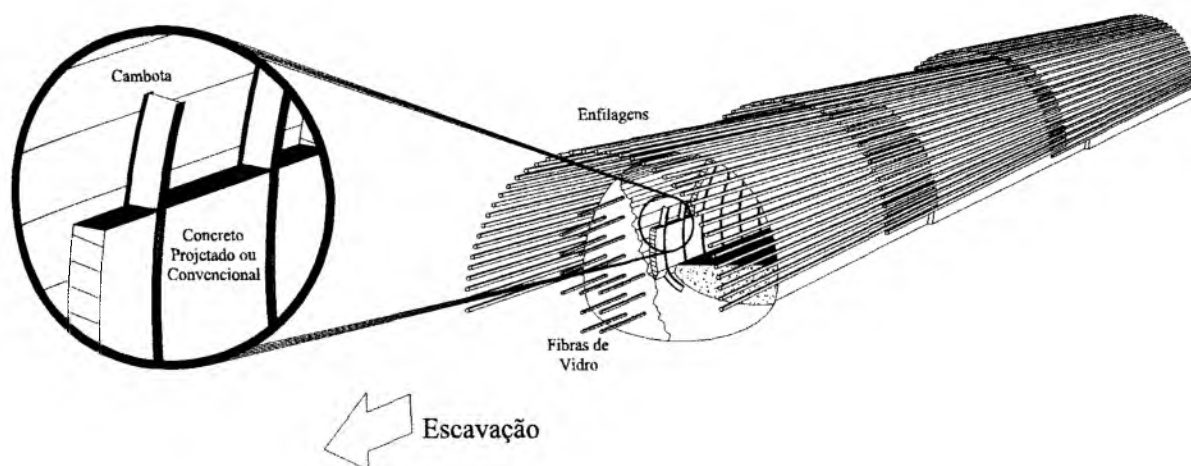


Figura 2.10 – Suportes aplicáveis em escavação através de um maciço rochoso frágil.

Eventualmente, existirá um ponto do maciço rochoso onde será difícil aplicar um suporte com suficiente capacidade, particularmente se um processo de “squeezing” extremamente severo estiver associado a um maciço rochoso frágil, onde tirantes são ineficientes. Em tais casos, se faz necessário que o suporte deforme de uma forma controlada, para somente então sua capacidade ser mobilizada, ou seja, após um significativo deslocamento. Em situações dessa natureza, juntas deslizantes são utilizadas no controle da convergência da escavação, onde na maioria dos casos essas juntas são completamente fechadas.

2.4.2. CASOS HISTÓRICOS

As condições geológicas encontrada em cada obra subterrânea são únicas. Entretanto, padrões similares de comportamento dos maciços rochosos são testemunhados nos diversos projetos de obras subterrâneas em todo o mundo. Como resultado, um amplo banco de informações pode ser obtido a partir do estudo de tais casos. Assim, alguns casos históricos serão apresentados de maneira sintetizada a seguir.

2.4.2.1. PROJETO NATHPA JHAKRI

O Projeto Nathpa Jhakri consiste na instalação de um empreendimento energético em Himachel Pradesh, Índia. Durante a escavação do túnel de adução com extensão de 27 km e seção de 10 m de diâmetro através de uma zona falhada, deformações severas se desenvolveram. Nesse momento a escavação do túnel se encontrava posicionada a 300 m de profundidade.

Após diversas análises computacionais, se concluiu que o avanço da escavação deveria ser associado à geologia do local da zona falhada. Para isso, a geologia era mapeada por meio de vários furos de sondagem horizontais com comprimento de 24 m, assim se trabalhou durante a travessia de toda a zona. Conhecida previamente a geologia a ser escavada, a escavação era autorizada e o processo executivo iniciado. Esse consistia do prévio reforço da face do túnel com fibras de vidro, bem como proteção do teto por meio de enfilagens de 12 m. Eventualmente, ocorria a complementação do sistema de suporte por cambotas, tirantes, cabos, concreto projetado e execução de arco invertido.

2.4.2.2. TÚNEL MUCHA

O túnel Mucha foi executado em Taiwan como parte de uma estrutura rodoviária. A passagem do túnel, por uma falha, ocasionou em deslocamentos no piso e paredes de 1,2 m, ou seja, deformação equivalente a 15% da seção. A reabilitação da seção de projeto foi possível pelo emprego de um sistema de suporte racional composto por tirantes e concreto projetado. Inicialmente, longos tirantes eram instalados para garantir a integridade da seção trabalhada, onde esse procedimento era realizado seção a seção. Posteriormente, com a seção de projeto já recuperada, a mesma recebia o sistema de suporte definitivo composto por tirantes complementares e aplicação de concreto projetado, que deveria ser executada no menor tempo possível entre o início dos trabalhos de reabilitação e sua execução propriamente dita.

2.4.2.3. TÚNEL INNTAL

O túnel Inntal, localizado em Innsbruck na Áustria, foi projetado para atender a crescente demanda rodoviária entre Munich e Verona, cujo sistema rodoviário se encontrava em seu limite. A geologia da região de escavação do túnel consistia de depósitos glaciais, dolomita, filito quartzito e gnaiss. O processo de escavação a fogo foi realizado se fundamentando nos princípios do “*New Austrian Tunnelling Method*” (NATM). Além disso, o sistema de suporte era composto por cambotas espaçadas em 1 m, concreto projetado reforçado com malha de aço e tirantes de comprimentos variados (6 até 8 m) em todo perímetro da seção. Contudo, os serviços se desenvolviam satisfatoriamente até a escavação do túnel atingir uma zona falhada. Nesse trecho as deformações radiais foram aproximadamente de 220 mm, além de significativos danos no concreto projetado serem observados. Conseqüentemente, na tentativa de minimizar esses danos, janelas de deformação foram executadas no concreto projetado para que deformações controladas fossem permitidas e seus efeitos sobre o concreto projetado reduzidos.

2.4.2.4. TÚNEL BASE DE SAINT GOTTHARD

O túnel base de Saint Gotthard está sendo escavado através dos Alpes Suíços com profundidade variando de 500 até 2000 m, com finalidade principal de atender a elevada demanda ferroviária e rodoviária regional. O seu projeto é composto por dois túneis ferroviários gêmeos principais com gabarito dinâmico de aproximadamente 41 m² cada, que são interligados por túneis auxiliares espaçados a cada 325 m, bem como duas seções multifuncionais, ou seja, seções concebidas para a renovação do ar, manobras ferroviárias e rota de fuga para eventuais acidentes. Assim, para a viabilidade construtiva do empreendimento, o túnel base de Saint Gotthard foi dividido em cinco setores de trabalho: Erstfeld (7,4 km), Amsteg (11,4 km), Sedrun (6,8 km), Faido (14,6 km) e, Bodio (16,6 km).

Segundo Rehbock-Sander (2004) e Ehrbar *et al.* (2001), após uma extensa série de sondagens realizadas na década de 1990 foi identificado no setor Sedrun um elevado potencial para a ocorrência de problemas de “*squeezing*”. De fato, o refinamento da série de sondagens realizadas foi recompensado, o que possibilitou aos projetistas e construtores desenvolverem um sistema de suporte apropriado a esse trecho. O destaque do sistema de suporte é o conjunto de cambotas metálicas com junta deslizantes, cujo espaçamento entre si é de aproximadamente 30 centímetros. Finalmente, após o controle inicial dos deslocamentos

realizados pelo conjunto de cambota e pela instalação de eventuais tirantes, o sistema de suporte é concluído com a execução de uma camada de concreto projetado.

2.5. FERRAMENTAS ESTATÍSTICAS

As aplicações estatísticas têm crescido nos últimos anos e se tornado bastante confiáveis. Na engenharia geotécnica seu emprego vem encontrando amplo campo de atuação, o que as têm transformado em uma poderosa aliada frente aos inúmeros processos onde existe uma amplitude de dados, como exemplo, na mecânica das rochas, nos ensaios laboratoriais etc.

2.5.1. TESTE DE HIPÓTESES

O teste de hipótese se inicia com alguma teoria, demanda ou afirmativa sobre determinado parâmetro de uma população. A hipótese de que o parâmetro da população seja o desejado é identificada como *hipótese nula*, onde essa é sempre correspondente ao “*status quo*”. Frequentemente, a hipótese nula é identificada pelo símbolo H_0 . Paralelamente aos princípios do direito, onde se pressupõe a inocência até que a culpa seja provada, a base teórica do teste de hipóteses exige que a hipótese nula seja considerada verdadeira até que evidências, tais como os resultados observados a partir dos dados da amostra, indiquem que ela é falsa. Se a hipótese nula for considerada falsa, alguma outra afirmativa deve ser verdadeira. Assim, sempre que se especifica uma hipótese nula, também especificamos uma *hipótese alternativa* (H_1), ou uma hipótese que será verdadeira caso a hipótese nula seja considerada falsa.

A hipótese alternativa representa a conclusão a qual se chegaria se houvesse evidência suficiente, a partir de informações da amostra, para decidir que a hipótese nula provavelmente não seria verdadeira, e se poderia, portanto, rejeitá-la. A metodologia do teste de hipóteses é projetada de modo que a rejeição a H_0 se baseie em evidências a partir da amostra, e que a hipótese H_1 seja bem mais provável de ser verdadeira. No entanto, deixar de rejeitar H_0 não é prova de que ela seja verdadeira. Nunca se pode provar que H_0 está correta, uma vez que a decisão está sendo baseada em informações sobre a amostra, e não sobre a população inteira. Portanto, rejeitando H_0 , será concluído que não existem evidências suficientes para garantir a sua aceitação.

O teste de hipótese é largamente usado no ajuste das distribuições estatísticas a conjuntos de dados, uma das várias opções a esse estudo é o teste de Kolmogorov-Smirnov (teste K-S). O teste de Kolmogorov-Smirnov é uma ferramenta utilizada no ajuste das curvas de distribuição

de probabilidades (Ang & Tang, 1975). A alta sensibilidade do teste de Kolmogorov-Smirnov é notada por sua capacidade de trabalho com amostras que possuem um número limitado de dados, o que representa limitações a outros testes de ajuste.

O primeiro passo para sua aplicação corresponde à seleção da distribuição de probabilidade teórica (normal, log-normal e outras), ou seja, a que em um primeiro instante se acredita ser a ideal. Após os dados serem arranjados em forma crescente, esses são representados graficamente pela distribuição de probabilidade teórica em sua forma acumulada e a distribuição acumulada do teste de Kolmogorov-Smirnov em sua forma escalonada, onde o eixo das ordenadas terá um valor máximo igual a 1. A distribuição acumulada do teste de Kolmogorov-Smirnov será obtida por meio da seguinte equação:

$$S_n(x) = \begin{cases} 0 & x < x_1 \\ k/n & x_k \leq x < x_{k+1} \\ 1 & x \geq x_n \end{cases} \quad (2.8)$$

onde: $S_n(x)$ é a distribuição acumulada do teste de Kolmogorov-Smirnov; n é o tamanho da amostra; k é a posição local na amostra e; x_1, x_2, \dots, x_n são os valores ordenados na amostra.

A Figura 2.11 demonstra a fase seguinte, onde a máxima diferença vertical ($D_{\text{máx}}$) entre a distribuição de probabilidade acumulada da distribuição teórica e o topo da distribuição acumulada do teste de Kolmogorov-Smirnov é determinada segundo a equação a seguir:

$$D_{\text{máx}} = |F(x) - S_n(x)| \quad (2.9)$$

onde: $F(x)$ é a distribuição de probabilidade acumulada da distribuição teórica.

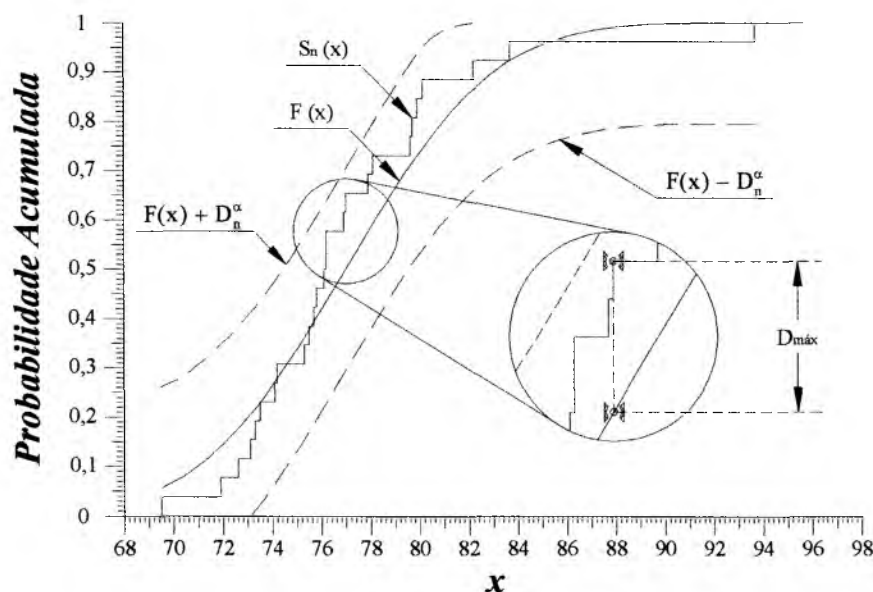


Figura 2.11 – Esquematização do teste de ajustamento de distribuição por meio do teste K-S.

Teoricamente $D_{\text{máx}}$ é uma variável aleatória cuja distribuição depende do tamanho da amostra. Essencialmente, o teste de Kolmogorov-Smirnov compara a diferença máxima observada na Equação 2.9 com o valor crítico (D_α), para certo nível de significância (α), da seguinte relação de probabilidade:

$$P(D_{\text{máx}} \leq D_\alpha) = 1 - \alpha \quad (2.10)$$

Valores críticos de D_α para diversos níveis de significância e valores de n entre 1 e 10 são apresentados na Tabela 2.4. Embora esses valores estejam apresentados até $n = 10$, no *Apêndice A* podem ser obtidos valores críticos (D_α) do teste de Kolmogorov-Smirnov calculados por Miller (1956) para n até 100.

Para um melhor entendimento do teste de Kolmogorov-Smirnov, imagine que um engenheiro gostaria de comparar dois métodos de trabalho, onde a estabilidade de uma escavação subterrânea através de um maciço rochoso fraturado pode ser obtida por meio do uso de chumbadores ou enfilagens. Assim, ele poderia fazer o seguinte questionamento: “*Qual dos métodos será o melhor?*”. Nesse cenário é evidente que o engenheiro concentra especial interesse na integridade da escavação, ou seja, esse problema é claramente unicaudal. Inicialmente, foram estabelecidas as duas hipóteses do teste (nula e alternativa).

$$\begin{aligned} H_0 &= \text{Chumbadores} \\ H_1 &= \text{Enfilagens} \end{aligned} \quad (2.11)$$

Como se observa nas Equações 2.11, o engenheiro tentará por meio da hipótese nula (H_0) demonstrar a eficácia dos chumbadores. Porém, caso a H_0 seja rejeitada a hipótese alternativa (H_1) será aceita, ou seja, a execução de enfilagens resultou em uma melhor proteção durante a escavação subterrânea através do maciço rochoso fraturado.

Partindo desse entendimento, durante a etapa inicial de trabalhos estatísticos, o engenheiro coletou uma amostra com oito elementos ($n = 8$) e estabeleceu um nível de significância igual a cinco ($\alpha = 0,05$). Assim, o valor crítico do teste K-S obtido na Tabela 2.4 foi igual a 0,409 ($D_\alpha = 0,409$). Portanto, o teste da H_0 será aceito se a máxima diferença vertical ($D_{\text{máx}}$) entre a distribuição acumulada teórica da amostra e a distribuição acumulada do teste K-S apresentar valor menor do que 0,409. Do contrário, esse será rejeitado e a H_1 aceita.

Tabela 2.4 – Valores críticos (D_α) do teste de Kolmogorov-Smirnov (Miller, 1956).

Níveis de significância para o teste de duas caudas.					
	0,2	0,1	0,05	0,01	0,005
Níveis de significância para o teste de uma cauda.					
n	0,1	0,05	0,025	0,01	0,005
1	0,90000	0,95000	0,97500	0,99000	0,99500
2	0,68377	0,77639	0,84189	0,90000	0,92929
3	0,56481	0,63604	0,70760	0,78456	0,82900
4	0,49265	0,56522	0,62394	0,68887	0,73424
5	0,44698	0,50945	0,56328	0,62718	0,66853
6	0,41037	0,46799	0,51926	0,57741	0,61661
7	0,38148	0,43607	0,48342	0,53844	0,57581
8	0,35831	0,40962	0,45427	0,50654	0,54179
9	0,33910	0,38746	0,43001	0,47960	0,51332
10	0,32260	0,36866	0,40925	0,45662	0,48893

Prosseguindo com seu estudo, o engenheiro buscará a distribuição estatística que melhor represente o comportamento da hipótese aceita. Para isso, as distribuições estatísticas normal e log-normal foram selecionadas, onde suas distribuições de probabilidade acumulada serão conjuntamente plotadas com a distribuição acumulada do teste K-S. Na Figura 2.12 se observa o passo seguinte, cujo objetivo será a investigação da máxima distância vertical ($D_{\text{máx}}$) entre a distribuição de probabilidade acumulada, de ambas as distribuições selecionadas, e o topo da distribuição acumulada do teste K-S. Enfim, o engenheiro constatará a boa representatividade da distribuição normal sobre o comportamento da hipótese aceita.

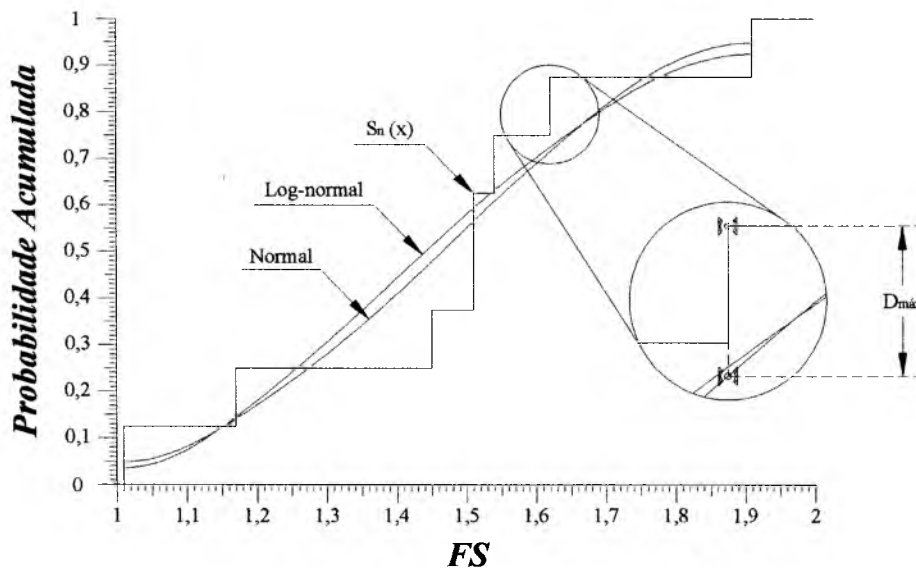


Figura 2.12 – Seleção da distribuição estatística que melhor represente a hipótese aceita.

2.5.2. ANOVA

A análise de variância se aplica a comparação simultânea entre médias de diversas amostras ou para estimar a variabilidade associada a diferentes fontes de variação (Levine *et al.*, 1998). Essa análise se baseia no fato de que a variância de uma soma de variáveis aleatórias, não correlacionáveis entre si, é igual à soma das variâncias dessas mesmas variáveis. Em outras palavras, se duas ou mais variáveis, não correlacionáveis entre si, introduzem variabilidade em um conjunto de observações, essa variabilidade pode ser decomposta em partes e cada porção atribuída a cada uma das variáveis. Desse modo, a aplicação da análise de variância depende da identidade algébrica que estabelece:

$$\text{Variância total} = \text{Variância dentro das amostras} + \text{Variância entre amostras}$$

A variância total é a variação de todas as medidas em relação à média geral. A variância dentro das amostras é a variação média resultante da variação de cada amostra em relação à sua própria média e a variância entre amostras é a variação das médias de cada amostra em relação à média geral. Ambas as variâncias calculadas são estimativas independentes da variância populacional. O problema é saber se elas estimam o mesmo parâmetro, isto é, se essas duas variâncias amostrais provêm da mesma população ou não. Para tal teste, se utiliza a distribuição de Fisher (F), que verifica a razão entre a variância entre amostras e a variância dentro das amostras.

$$F = \frac{\text{Variância Entre Amostras}}{\text{Variância Dentro das Amostras}} \quad (2.12)$$

2.5.3. MÉTODOS PROBABILÍSTICOS

Os métodos probabilísticos permitem avaliar a distribuição de probabilidade de uma variável dependente em função do conhecimento das várias distribuições estatísticas de cada variável independente envolvida no estudo, as quais geram a variável dependente (Assis *et al.* 2001). Atualmente, três métodos probabilísticos são bastante difundidos: o método de FOSM (“*First-Order, Second-Moment*”); o método dos pontos de estimativa (Rosenblueth, 1975) e o método de Monte Carlo. A aplicabilidade dos métodos probabilísticos está na capacidade desses em calcular a probabilidade de falha (ou probabilidade de ruptura – p_r) intrínseca nos projetos de engenharia. Por exemplo, esta capacidade se contrapõe à falsa idéia de que projetos com altos fatores de segurança (FS) são mais seguros, o que não está verdadeiramente correto como apresentado por Sandroni & Sayão (1993).

2.5.3.1. MÉTODO DE FOSM

Amplamente utilizado nos estudos de geotecnia, o método FOSM se apresenta como uma importante ferramenta na avaliação da relevância de cada variável envolvida em um dado estudo. Assim, do ponto de vista estatístico, se descartam as variáveis com baixa relevância ao estudo e, dessa forma, o tempo dos cálculos probabilísticos é otimizado. Os fundamentos matemáticos do método FOSM são abordados por diversos autores (Harr 1987, Maia 2003, Baecher & Christian 2003), onde o desenvolvimento matemático do método é descrito.

Com a utilização da principal equação do método (apresentada abaixo), os cálculos são realizados a partir da variação do FS devido pequenas oscilações nas variáveis independentes. Cada variável é individualmente incrementada, enquanto as demais são fixadas em seus valores médios. Portanto, para n variáveis independentes, o método FOSM exige $n+1$ análises, ou seja, uma para os valores médios e outras n para definir as derivadas $(\delta FS_i / \delta x_i)$ de cada variável independente (Farias & Assis, 1998).

$$V[FS] = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\delta FS_i}{\delta x_i} \right)^2 \times V[x_i] \quad (2.13)$$

onde: $V[FS]$ é a variância total do FS; δFS_i é a variância do FS que ocorre quando se varia δx_i para cada um dos n parâmetros x_i ; δx_i é a taxa de variação das variáveis envolvidas no estudo; e $V[x_i]$ é a variância de cada um dos x_i .

Exemplo 2.1 – Maia & Assis (2004b) apresentaram as etapas de um estudo probabilístico, a partir de dados do talude estudado por Farias & Assis (1998). Este talude, típico de cortes rodoviários, é relativamente baixo e homogêneo, com sua altura da ordem de 8 m e inclinação de 45°. Os valores admitidos por Farias & Assis (1998) estão resumidos na Tabela 2.5.

Tabela 2.5 – Parâmetros do estudo de Maia & Assis (2004b).

X_i	γ (kN/m^3)	c' (kPa)	ϕ' ($graus$)	r_u
\bar{X}_i	17	20	25	0,25
$\sigma[X_i]$	± 2	± 6	$\pm 2,5$	$\pm 0,10$

O procedimento adotado por Maia & Assis (2004b), para a condução das análises de estabilidade do talude, empregou o programa Slope/W (Geo-Slope, 2002), sendo adotados os seguintes métodos de cálculo do fator de segurança: Fellenius (F), Bishop simplificado (Bs), Janbu simplificado (Js) e Morgenstern-Price (MP). Os estudos se desenvolveram por duas metodologias de trabalho, uma determinística (valores médios) e outra probabilística (variabilidade natural dos valores).

Em estudos probabilísticos, é muito importante a definição do número de parâmetros relevantes aos cálculos que serão desenvolvidos, pois esses poderão requisitar elevado tempo para sua realização, como também, recursos computacionais especiais, que em determinados momentos não são fáceis de serem obtidos. Logo, o método FOSM se apresenta como uma ferramenta de grande colaboração na determinação dos parâmetros relevantes ao estudo, além desse método necessitar de um pequeno número de cálculos para essa finalidade.

Para uma melhor visualização das etapas de cálculo do método FOSM, a Tabela 2.6 demonstra os cálculos desenvolvidos com relação ao peso específico (γ).

Tabela 2.6 – Descrição das etapas de cálculo do método FOSM.

<i>Etapas</i>	<i>Cálculos</i>		
	<i>Descrição</i>	<i>Resolução</i>	<i>Resultado</i>
X_i	Valor médio	$X_i = 17 \text{ kN/m}^3$	17
δX_i	10% do valor médio	$10\% X_i = 0,10(17)$	+ 1,70
δFS_{ii}	Diferença entre o $FS_{\text{médio}}$ e o FS_{local}	$FS_{\text{médio}} - FS_{+1,70}$	0,086
$\delta FS_{ii} / X_i$	Divisão	$0,086 \div 1,70$	0,051
$V[X_i]$	Variância local	$\{\sigma[X_i]\}^2 = \{2\}^2$	4
Equação 2.12	Resolução por meio dos valores definidos	$[0,051]^2 \times 4$	0,010
(%)	Contribuição	$\text{Equação 2.12} \div V[FS]_{\text{total}}$	10,3%

Após o entendimento das etapas de cálculo com respeito ao peso específico, similar procedimento foi utilizado nos demais parâmetros sob análise. Dessa forma, a investigação dos parâmetros relevantes ao estudo da estabilidade do talude, por meio do método de Fellenius, pode ser resumida na Tabela 2.7.

Tabela 2.7 – Análise do FS por Fellenius, a partir do método FOSM (Maia & Assis, 2004b).

X_i	δX_i	δFS_{ii}	$\frac{\delta FS_{ii}}{\delta X_i}$	$V[X_i]$	Equação 2.13	(%)
$\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$	+ 1,70	0,086	0,051	4	0,010	10,3
$c' = 20 \text{ kPa}$	+ 2,00	0,094	0,047	36	0,080	79,6
$\phi' = 25^\circ$	+ 2,50	0,076	0,030	10,91	0,010	10,1
$r_u = 0,25$	+ 0,025	0,000	0,000	0,01	0,000	0

$V[FS]_{total} = 0,0998$

A partir da Tabela 2.7, uma representação gráfica das porcentagens de influência das variâncias de cada parâmetro, com relação à variância total, é apresentada na Figura 2.13. Assim, se observa que o valor do fator de segurança é 79,6% influenciado pela coesão do solo e que o coeficiente r_u nada interfere no valor do fator de segurança. Deste modo, os cálculos poderão ser restringidos a apenas três parâmetros: o peso específico (γ), a coesão (c') e o ângulo de atrito (ϕ').

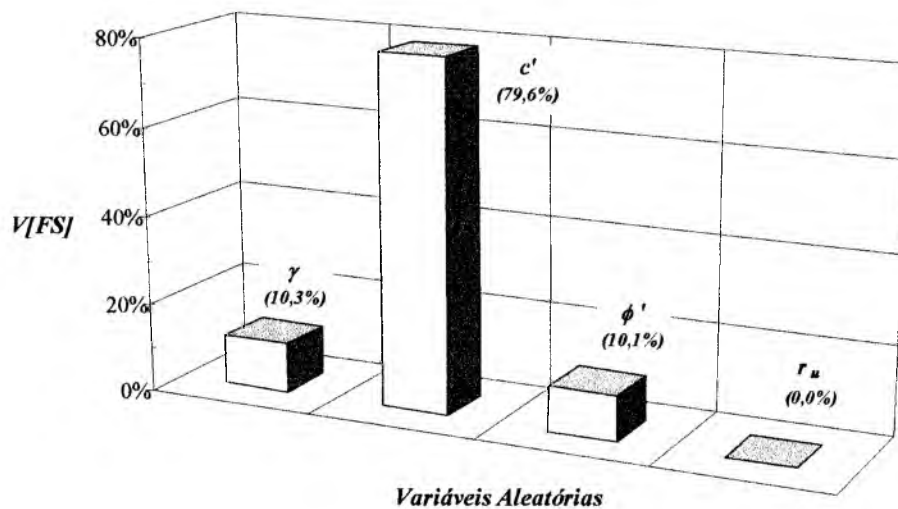


Figura 2.13 – Diagrama do estudo da Tabela 2.7 (Maia & Assis, 2004b).

Finalmente, a Tabela 2.8 apresenta os valores das relevâncias de cada parâmetro, obtidas para os demais métodos de cálculo da estabilidade do talude. Novamente, se observa a irrelevância do parâmetro r_u visto que, frente aos demais métodos, esse parâmetro também não demonstrou qualquer relevância nesse estudo.

Tabela 2.8 – Parâmetros relevantes no cálculo do fator de segurança
(Maia & Assis, 2004b).

<i>Parâmetro</i>	<i>F</i>	<i>Bs</i>	<i>Js</i>	<i>MP</i>	
				<i>Momento</i>	<i>Força</i>
γ (kN/m ³)	10,25	10,11	10,11	15,90	17,87
<i>c</i> (kPa)	79,65	76,85	78,57	63,58	60,09
ϕ (graus)	10,10	13,04	11,31	20,51	22,03
r_u	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Valores expressos em porcentagem.

2.5.3.2. MÉTODO DOS PONTOS DE ESTIMATIVA

O método probabilístico de Rosenblueth, também conhecido como método dos pontos de estimativa, foi inicialmente limitado a análises de três variáveis, posteriormente sendo estendido para um número qualquer de variáveis independentes (Giani, 1992). De acordo com Rosenblueth (1975), a distribuição de uma variável aleatória X_i é concentrada em dois pontos particulares localizados por:

$$X_{i+} = \bar{X}_i + \sigma_i \quad (2.14)$$

$$X_{i-} = \bar{X}_i - \sigma_i \quad (2.15)$$

onde: \bar{X}_i e σ_i são o valor médio e o desvio padrão da distribuição da variável X_i .

As probabilidades associadas para estes pontos, P_+ e P_- , são função da assimetria da distribuição. O método dos pontos de estimativa, para o caso de n variáveis correlacionadas, necessita de 2^n valores estimados para cada combinação dos pontos particulares X_{i+} e X_{i-} , (Figura 2.14). Após a realização da combinação dos pontos particulares, se inicia o procedimento probabilístico por meio de cálculos determinísticos, para este grupo de 2^n valores. Assim, para cada nova etapa do processo probabilístico, os cálculos determinísticos são alimentados por um grupo de novos valores (dados) de entrada a serem utilizados no próximo cálculo.

Número de Variáveis Aleatórias

		1	2	3	...	n	
<i>N</i> <i>ú</i> <i>m</i> <i>e</i> <i>r</i> <i>m</i> <i>o</i> <i>s</i> <i>d</i> <i>e</i>	<i>T</i> <i>e</i> <i>r</i> <i>m</i> <i>o</i> <i>s</i>	2 ¹	1	-	-	-	
		2	+	-	-		
	2 ²	3	-	+	-		
		4	+	+	-		
	2 ³	5	-	-	+		
		6	+	-	+		
		7	-	+	+		
		8	+	+	+		
		.	.	.			
		.	.	.			
		.	.	.			
		2 ⁿ					

Figura 2.14 – Combinação 2ⁿ dos pontos particulares X_{i+} e X_{i-} (Harr, 1987).

Exemplo 2.2 – Definido o número de parâmetros relevantes ao estudo do Exemplo 2.1, a etapa seguinte foi a realização dos cálculos probabilísticos a cada método de cálculo do FS (Fellenius, Bishop simplificado, Janbu simplificado e Morgenstern-Price). O primeiro método probabilístico a ser empregado foi o de FOSM, cuja tarefa inicial se limita à definição do número de cálculos necessários ao desenvolvimento do método. Como o número de parâmetros relevantes é três, a partir do cálculo dos 2ⁿ valores estimados, para cada combinação dos pontos particulares X_{i+} e X_{i-}, é definido que oito cálculos serão necessários. A Tabela 2.9 demonstra essa discussão sobre as etapas de aplicação do método de Rosenblueth, com respeito ao parâmetro peso específico.

Tabela 2.9 -- Descrição das etapas de cálculo do método FOSM.

<i>Etapas</i>	<i>Cálculos</i>		
	<i>Descrição</i>	<i>Resolução</i>	<i>Resultado</i>
1 ^a	Nº de Parâmetros	n = 3	3
2 ^a	Nº de Cálculos	2 ⁿ = 2 ³	8
3 ^a	Pontos Particulares	X _{i+} = X _i + σ _i = 17 + 2	X _{i+} = 19
		X _{i-} = X _i - σ _i = 17 - 2	X _{i-} = 15

Por fim, determinados os pontos particulares, os cálculos probabilísticos são iniciados por meio da equação que rege o problema em estudo, nesse

exemplo a equação é a utilizada pelo programa Slope/W, para o cálculo do fator de segurança. Dessa maneira, a Tabela 2.10 trás a dinâmica de um estudo desenvolvido a partir do método probabilístico de Rosenblueth. Além disso, se evidencia que os pontos particulares (X_{i+} e X_{i-}) são rearranjados a cada novo cálculo do fator de segurança. Nesse caso, o método de Fellenius foi empregado na avaliação do fator de segurança.

Tabela 2.10 – Aplicação do método de Rosenblueth no cálculo do FS por meio do método de Fellenius.

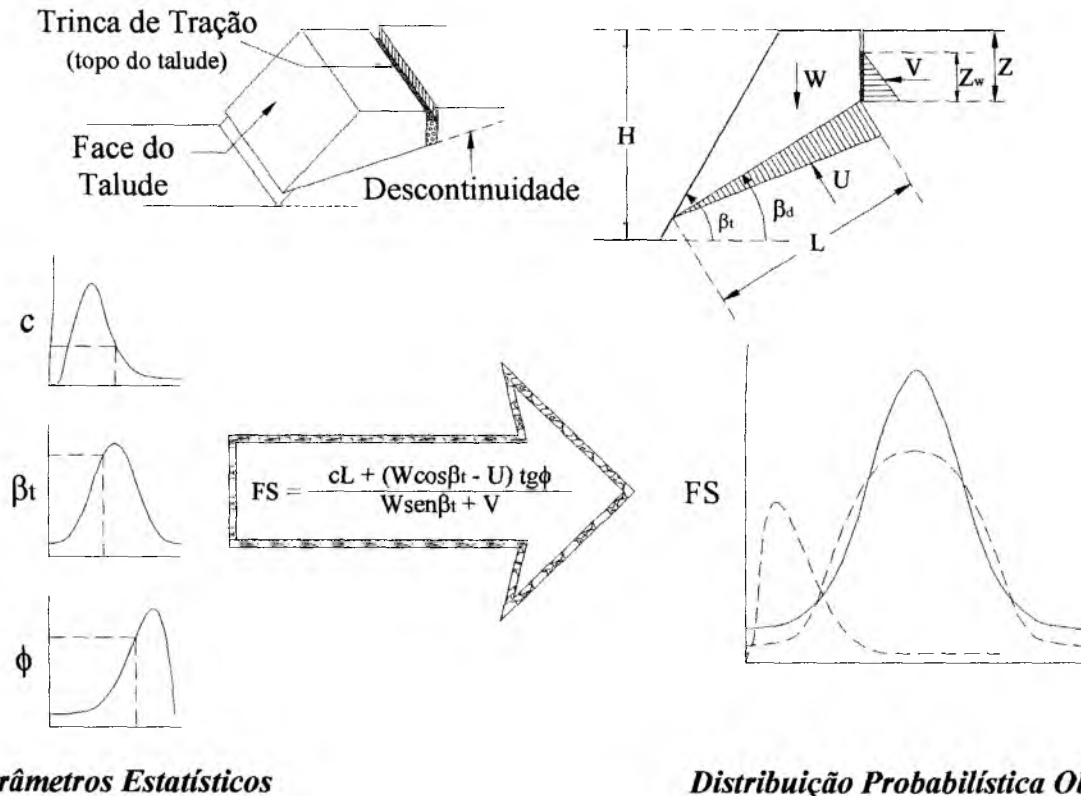
<i>Nº do Cálculo</i>	<i>Pontos Particulares</i>			<i>FS</i>
	<i>γ (kN/m³)</i>	<i>c (kPa)</i>	<i>ϕ (graus)</i>	
01	+	+	+	1,84
02	+	+	-	1,68
03	+	-	+	1,32
04	+	-	-	1,18
05	-	+	+	2,13
06	-	+	-	1,97
07	-	-	+	1,48
08	-	-	-	1,34
			E [FS]	1,62
			σ [FS]	0,34

2.5.3.3. MÉTODO DE MONTE-CARLO

O método de Monte-Carlo reconhecidamente utilizado pela primeira vez como ferramenta de pesquisa nos estudos da bomba atômica, durante a II Segunda Guerra Mundial (Hammersley & Handscomb, 1964). Nessa pesquisa, o método foi utilizado em simulações diretas de problemas probabilísticos, com o intuito de estudar a difusão aleatória de nêutrons em material instável.

O método de Monte-Carlo basicamente utiliza as distribuições estatísticas de variáveis, ditas estatísticas, para a obtenção da distribuição probabilística de uma variável, dita probabilística, dependente dessas variáveis estatísticas. A obtenção da distribuição probabilística é feita a partir de numerosas combinações de valores, sorteados aleatoriamente, das distribuições de probabilidade das variáveis estatísticas, como visto na Figura 2.15, os quais inseridos em uma

equação ou função resultarão na distribuição probabilística desejada, cuja forma é desconhecida.



Parâmetros Estatísticos

Distribuição Probabilística Obtida

Figura 2.15 – Método de Monte-Carlo (Maia & Assis, 2004b).

Teoricamente, um elevado número de sorteios aleatórios é necessário para uma perfeita solução, mas quantos sorteios serão necessários? Segundo Harr (1987), o número de sorteios requeridos pelo método de Monte-Carlo é dependente do nível de confiança (α) admitido para o caso em estudo. Desta maneira, Harr (1987) propõem a seguinte equação:

$$N_{MC} = \left[\frac{Z^2}{4\alpha^2} \right]^n \quad (2.16)$$

onde: N_{MC} indica o número de cálculos a serem realizados; Z é o valor da distribuição normal padrão para o nível de significância α ; α identificada como o nível de confiança do teste estatístico; e n o número de variáveis estatísticas do problema.

Exemplo 2.3 – Prosseguindo com os estudos probabilísticos iniciados nos exemplos anteriores, o método probabilístico aplicado neste exemplo é o de Monte-Carlo. Inicialmente, o número de cálculos necessários, determinado

pela Equação 2.16, se mostrou um grande desafio. Para realizar tal tarefa, uma consideração foi realizada, ou seja, o nível de confiança (α) admitido para o caso-estudo foi de 7%. Assim, se definiu que seriam necessários 4.700.000 cálculos.

Posteriormente, se buscou definir as distribuições estatísticas que melhor representassem o comportamento dos parâmetros envolvidos no estudo (γ , c , ϕ). Para isso, se pode empregar um teste de hipótese tal como o teste de Kolmogorov-Smirnov. Ao final, se identificou o bom ajuste da distribuição normal para com a representatividade do comportamento de cada parâmetro do estudo.

Definido o número de cálculos necessários e as distribuições estatísticas representativas, se teve início a dinâmica do método de Monte-Carlo. Essa se limita a uma série de cálculos matemáticos, onde valores empregados nesses cálculos são sorteios aleatórios das distribuições representativas dos parâmetros do estudo. Basicamente, no presente caso-estudo, o número de cálculos matemáticos realizados foi de 4.700.000. Finalmente, os valores do fator de segurança, calculados por meio de uma abordagem tradicional (estudo determinístico), e todos os valores determinados pelos estudos probabilísticos estão reunidos na Tabela 2.11.

Tabela 2.11 – Valores da média do fator de segurança
(Maia & Assis, 2004b).

<i>Método</i>	<i>F</i>	<i>Bs</i>	<i>Js</i>	<i>MP</i>	
				<i>Momento</i>	<i>Força</i>
Determinístico	1,61	1,69	1,64	1,73	1,73
Rosenblueth	1,62	1,70	1,65	1,74	1,74
FOSM	1,62	1,71	1,65	1,75	1,74
Monte-Carlo	1,69	1,74	1,68	1,75	

A Tabela 2.12 apresenta os valores dos desvios padrão inerentes aos valores médios do fator de segurança. Nessa tabela, é verificada a influência da variabilidade natural medida em uma análise probabilística, o que não é possível nas tradicionais abordagens determinísticas.

Tabela 2.12 – Valores dos desvios padrão do fator de segurança
(Maia & Assis, 2004b).

Método	F	Bs	Js	MP	
				Momento	Força
Determinístico	-	-	-	-	-
Rosenblueth	0,34	0,34	0,34	0,35	0,35
FOSM	0,32	0,32	0,32	0,26	0,25
Monte-Carlo	0,33	0,33	0,33	0,33	

2.5.4. ANÁLISE DE RISCO E CONFIABILIDADE

A conformidade de um projeto é geralmente determinada pela avaliação da capacidade do sistema em acomodar as demandas impostas sobre o projeto, por seu usuário e/ou pelo meio ambiente. Níveis aceitáveis de conformidade, ou de risco, são sujeitos a julgamentos no que diz respeito aos aspectos econômicos e sociais (Ang & Tang, 1975). Tome como exemplo, a avaliação dos níveis de risco de uma grande barragem de rejeito, onde as conseqüências inerentes a seu colapso são desastrosas diante de potenciais prejuízos econômicos (barragem e meio ambiente) e sociais (perdas de vidas).

A avaliação do risco e segurança em projetos de engenharia e ambiental é tradicionalmente baseada na adoção de fatores de segurança. Para Kottegoda & Rosso (1997), estes FS são estimados pelos projetistas a partir de suas experiências ou das respostas de projetos similares. Outra medida da adequação de um projeto seria o índice de confiabilidade (β), pois na engenharia se admite que quando o FS se torna a 1 esses projetos estarão potencialmente sujeitos a ruptura. Deste modo, a equação a seguir representaria a distância, em número de desvios padrão (σ_{FS}), entre o valor médio (μ_{FS}) e o valor do FS = 1:

$$\beta = \frac{\mu_{FS} - 1}{\sigma_{FS}} \quad (2.17)$$

onde: β é o índice de confiabilidade; μ_{FS} é a média da distribuição dos FS e σ_{FS} é o desvio padrão da distribuição dos FS.

Christian *et al.* (1994) define a probabilidade de ruptura (p_r) como a área sob a curva de distribuição de probabilidades contida a esquerda do FS = 1. A Figura 2.16 apresenta um exemplo dessa definição, ou seja, dois projetos hipotéticos A e B, onde o projeto A com FS e desvio padrão menores que B, do ponto de vista probabilístico, é mais seguro devido este apresentar uma baixa p_r , visto sua menor área sob a curva de distribuição de probabilidades.

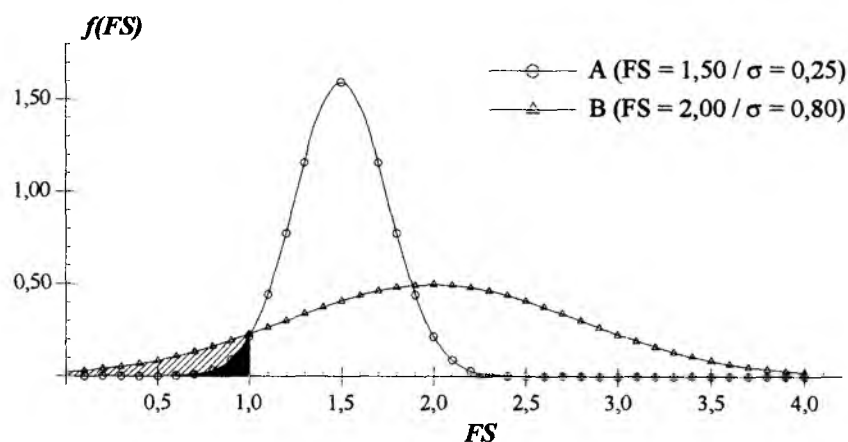


Figura 2.16 – Distribuições estatísticas com diferentes médias e desvio padrão do fator de segurança (Christian *et al.*, 1994).

Exemplo 2.4 – O cálculo da probabilidade de ruptura (p_r), do estudo discutido ao longo dos vários exemplos, foi realizado por meio da hipótese de que o comportamento do fator de segurança é regido por uma distribuição de probabilidade descrita por uma distribuição normal, como já citado.

Para a realização do cálculo da p_r , uma planilha eletrônica foi especialmente construída, visto sua praticidade e facilidade. A determinação da p_r se deu por meio dos valores médios e desvios padrão resumidos na Tabela 2.11 e Tabela 2.12, respectivamente. Esses foram introduzidos na planilha eletrônica, que imediatamente conduziu aos resultados observados na Tabela 2.13.

Tabela 2.13 – Valores da probabilidade de ruptura (Maia & Assis, 2004b).

Método	F	Bs	Js	MP	
				Momento	Força
Rosenblueth	3,55	2,11	2,98	1,84	1,80
FOSM	2,42	1,33	1,99	0,20	0,13
Monte-Carlo	1,82	1,17	1,93	1,08	

Valores expressos em porcentagem.

A adequação dos fatores de segurança, observados para o talude, foi determinada por seu índice de confiabilidade (β), cujos valores foram determinados pela Equação 2.17. Dessa forma, os valores médios do fator de segurança, apresentados na Tabela 2.11, se encontram com valor do β na ordem de 2, ou seja, os valores médios se apresentam a aproximadamente dois desvios padrão do fator de segurança igual a 1. A Tabela 2.14 apresenta os valores do β determinados.

Metodologia Probabilística de Previsão

As aplicações dos métodos probabilísticos à engenharia geotécnica têm crescido consideravelmente nos últimos anos. Esse crescimento se deve a natureza dos projetos geotécnicos que detêm uma variabilidade natural de seus parâmetros, propriedades e índices. Tal fato pode ser tão bem observado nos projetos subterrâneos escavados em meios rochosos, onde o maciço rochoso possui uma variabilidade natural decorrente de sua própria estruturação e formação geológica. De posse desse entendimento básico, esta pesquisa foi conduzida na busca de uma forma racional de trabalho, cujos resultados probabilísticos detenham um nível de confiança aceitável. Assim, nesse capítulo são apresentadas as etapas da *metodologia probabilística de previsão* proposta e que deverá ser aplicada durante as fases de projeto e executiva de empreendimentos subterrâneos em meios rochosos, bem como importantes considerações a respeito das análises numéricas.

3.1. METODOLOGIA PROBABILÍSTICA DE PREVISÃO

A *metodologia probabilística de previsão*, ou simplesmente *MPP*, se baseada na realização das três etapas de trabalho apresentadas na Figura 3.1. Inicialmente, o projetista e/ou executor devem estar familiarizados com os conceitos que englobam as obras subterrâneas em meios rochosos, ou seja, conceitos das obras subterrâneas e mecânicas das rochas, assim como os conceitos gerais da estatística e dos métodos probabilísticos que são base da metodologia. A segunda etapa será essencial ao sucesso da metodologia, logo será imprescindível o bom conhecimento da história de formação geológica da região, do estado do campo de tensões e das propostas de sistemas de suporte. Na última etapa serão aplicados os conceitos estatísticos no tratamento dos dados coletados na segunda etapa, com posterior definição do campo de tensões e modelagem do sistema de suporte. Esta última etapa será concluída com o início dos estudos probabilísticos, que deverão ser desenvolvidos por meio de ferramentas computacionais apropriadas aos estudos das obras subterrâneas em meios rochosos, tais como o programa *Phase2 v.6* (Rocscience, 2005).

Metodologia Probabilística de Previsão

<u>Conceitos Teóricos</u>	<u>Caso-Estudo</u>	<u>Análises Numéricas</u>
<ul style="list-style-type: none">• Mecânica das rochas;• Obras subterrâneas;• Métodos estatísticos e probabilísticos.	<ul style="list-style-type: none">• Revisão histórica;• Geologia regional;• Campo de tensões;• Sistema de suporte.	<ul style="list-style-type: none">• Estudos estatísticos;• Campo de tensões;• Sistema de suporte;• Análises numéricas.

Figura 3.1 – Estrutura de trabalho da metodologia probabilística de previsão.

Finalmente, se espera que profissionais envolvidos em empreendimentos subterrâneos em meios rochosos percebam que não existe uma solução fechada, mas sim uma metodologia de trabalho dividida em conceitos teóricos; envolvimento com o caso-estudo e análises estatísticas e numéricas.

3.2. CONCEITOS

Na etapa inicial se concentra três tópicos chaves (Figura 3.1), que serão observados a seguir. Dessa maneira, acredita-se que será compreendida a importância dos projetistas e executores estarem familiarizados com os conceitos que abrangem as obras subterrâneas em meios rochosos, bem como dos métodos estatísticos e probabilísticos.

3.2.1. MECÂNICA DAS ROCHAS

Através dos anos, a necessidade de estimativa dos parâmetros geomecânicos de maciços rochosos tem ganhado importância rapidamente. Essa necessidade é resultado do crescente número de escavações subterrâneas, decorrente da solução à problemática, levantada no Capítulo 1, sobre o uso do espaço urbano. Todavia, a estimativa de tais parâmetros é ainda difícil de ser realizada, não pela falta de pessoal técnico, equipamento ou procedimentos qualificados, mas sobretudo devido às condicionantes técnicas impostas pelo fator de escala dos ensaios frente ao maciço rochoso. Essas dificuldades são decorrentes das dimensões e do volume de equipamentos necessários para que uma campanha de ensaios de campo apresente resultados satisfatórios e representativos do maciço rochoso.

Felizmente, numerosos autores vêm concentrando esforços na busca de ferramentas matemáticas que auxiliem na estimativa dos parâmetros geomecânicos do maciço rochoso. Desses esforços, surgiram os conhecidos critérios de ruptura, que relacionam o estado de tensões ao estado de ruptura de um material (solo, rocha e outros). Dentre o vasto número de critérios de ruptura, pode ser dado especial destaque ao critério de ruptura generalizado de Hoek-Brown (Item 2.1.), que trabalha conjuntamente com o índice de resistência geológica. Assim, a aplicabilidade das equações empíricas e semi-empíricas dos vários critérios de ruptura existentes apresenta resultados bastante satisfatórios, quando respeitadas as restrições conceituais impostas por seus autores.

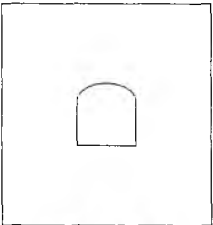
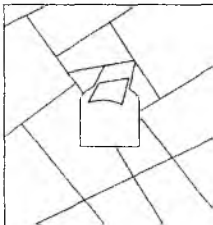
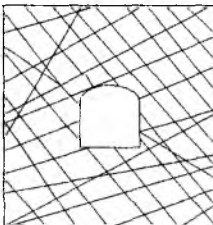
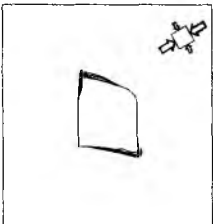
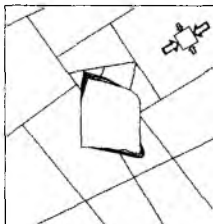
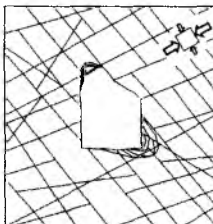
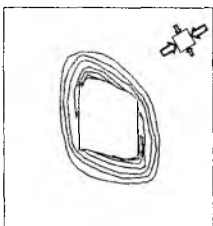
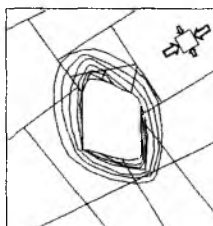
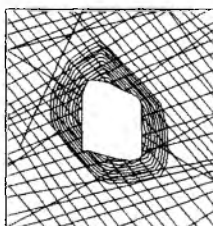
Igualmente importante, o módulo de deformabilidade se encontra entre os parâmetros que melhor descrevem o comportamento mecânico de fragmentos de rocha e do maciço rochoso. Razão pela qual a maioria das análises de elementos finitos e elementos de contorno, para o estudo de tensões e deslocamentos ao redor das escavações subterrâneas, serem baseadas nesse parâmetro. Portanto, o módulo de deformabilidade é usualmente a peça fundamental de muitas análises de obras subterrâneas.

3.2.2. OBRAS SUBTERRÂNEAS

Desde as primeiras teorias até as modernas ferramentas computacionais tridimensionais, engenheiros e pesquisadores têm dedicado esforços pessoais no entendimento do comportamento das obras subterrâneas escavadas em diversos meios e condições. Graças a esses esforços, diversos autores (Hoek 1981, Hoek *et al.* 1995, Diederichs 1999 e outros) convergem para um mesmo pensamento, no qual os projetos das obras subterrâneas devem frequentemente considerar dois modos de ruptura. O primeiro originado dos processos de instabilidades estruturalmente controladas por descontinuidades. O segundo decorrente do estado de tensões induzido pela escavação da estrutura subterrânea, cujas tensões poderão igualar a própria resistência do maciço rochoso. A Tabela 3.1 tenta representar graficamente de forma generalizada esses modos de ruptura. Finalmente, todas as obras subterrâneas de forma e tamanho qualquer, predispostas ao surgimento dos problemas de instabilidade, irão apresentar três estágios evolutivos do processo de instabilidade:

- Iniciação do processo de instabilidade;
- Propagação do processo e surgimento de problemas;
- Mitigação dos problemas.

Tabela 3.1 – Influência das condições estruturais do maciço rochoso e do estado de tensões no modo de ruptura (Hoek *et al.*, 1995).

	<i>Maciço Rochoso Intacto</i>	<i>Maciço Rochoso Moderadamente Fraturado</i>	<i>Maciço Rochoso Intensamente Fraturado</i>
<i>Baixo nível de tensões</i>	 <p>Estável.</p>	 <p>Queda de blocos e cunhas.</p>	 <p>Desagregação da parede.</p>
<i>Moderado nível de tensões</i>	 <p>Ruptura localizada ao redor da escavação.</p>	 <p>Ruptura localizada ao redor da escavação e movimento de blocos.</p>	 <p>Ocorrência de ruptura localizada e desagregação da parede.</p>
<i>Elevado nível de tensões</i>	 <p>Ruptura generalizada ao redor da escavação.</p>	 <p>Ruptura generalizada ao redor da escavação e movimento de blocos.</p>	 <p>Desenvolvimento do processo de "squeezing".</p>

3.2.3. MÉTODOS ESTATÍSTICOS E PROBABILÍSTICOS

A palavra estatística é comumente associada à idéia “conjunto de dados”. Recentemente, a estatística tem se transformado em um poderoso instrumento associado às ciências cujos fenômenos são ligados às leis do acaso. Assim, o estudo estatístico se torna fundamental na análise de dados provenientes de quaisquer processos onde exista uma variabilidade natural de seus parâmetros, propriedades e índices.

Para Ang & Tang (1975), a Engenharia Civil e principalmente a área da Geotecnia, já há bastante tempo, tem sido reconhecido que as propriedades dos materiais do solo são inerentemente heterogêneas. Isso visto que depósitos naturais de solo são caracterizados por camadas irregulares de vários tipos de materiais (argilas, siltes, areias, pedregulhos etc.); com diversas faixas de densidades; oriundos de misturas diversas e possuidores de outras propriedades que afetam a resistência e a compressibilidade do depósito. Também maciços rochosos são frequentemente caracterizados por sistemas geológicos constituídos por descontinuidades do próprio maciço, que afetam significativamente a capacidade de carga e suporte da rocha, assim como sua estabilidade.

Além disso, é conhecido que carregamentos e parâmetros podem apresentar variações em torno de seus valores adotados, o que poderá conduzir a uma inevitável convivência com riscos de rupturas de obras geotécnicas. Esse fato pode ser exemplificado por meio da metodologia de trabalho proposta por Peck em 1969, conhecida como método observacional, que prevê ajustes dos processos construtivos das obras subterrâneas durante sua escavação, isso em função de variações no comportamento da escavação. No entanto, quando não é possível aguardar até a execução para tais decisões, o projeto deverá assumir certo nível de risco. Isso é usualmente feito de forma arbitrária por meio da incorporação de um valor conhecido, ou seja, por meio da incorporação de um fator de segurança.

Assim, para estudos onde exista uma variabilidade natural em seus dados, tais como a observada em Riela *et al.* (1999) e transcrita na Tabela 3.2, os métodos estatísticos e probabilísticos se apresentam como uma alternativa sistemática de incorporação dessa variabilidade natural ao projeto e então calcular seu risco de ruptura e sua confiabilidade.

Tabela 3.2 – Dados das análises dos taludes da mina de Chuquicamata (Riela *et al.*, 1999).

<i>Variável</i>	<i>Distribuição</i>	<i>Valor</i>		
		<i>Mínimo</i>	<i>Máximo</i>	<i>Médio</i>
Coesão	Uniforme	0 MPa	12 MPa	0,06 MPa
Ângulo de atrito	Triangular	11°	45°	25°
Persistência da descontinuidade	Triangular	90%	100%	95%
Nível d'água	Uniforme	20 m	25 m	22,5 m
Dip: F1	Uniforme	77 SW	80 SW	78,5 SW
Dip: F2	Uniforme	75 NE	80 NE	77,5 NE
DipDir: F2	Uniforme	N 50 W	N 55 W	N 52,5 W

3.3. CASO-ESTUDO

A partir de uma ampla revisão da literatura disponível, concluídos os estudos dos conceitos discutidos anteriormente, a etapa do caso-estudo deverá ser iniciada por uma consistente revisão histórica da geologia regional. Para isso, um banco de dados deve ser gerado, e composto, por documentos históricos; mapas geológicos; fotografias aéreas; mapeamento da superfície e campanhas de ensaios de campo. Dessa maneira, uma equipe experiente de geologia de engenharia poderá compreender a geologia regional, ou seja, os processos mecânicos de formação geológica e sua dinâmica evolutiva. Tais considerações permitem a equipe de geologia de engenharia desenvolver um modelo geológico próprio da região. Assim, por meio do modelo geológico serão estimadas e extrapoladas as feições geológicas (descontinuidades, dobramentos, zonas cisalhadas e outras) contidas na região de implantação de uma obra subterrânea qualquer, e que possivelmente serão interceptadas por sua escavação, todavia sem a exata localização de tais feições.

A construção do modelo geológico regional será bastante importante, pois esse modelo permitirá uma razoável aproximação da resistência e deformabilidade do maciço rochoso, bem como, do seu estado de tensões da região de escavação de uma obra subterrânea. Tal aproximação é essencial, visto a dinâmica de redistribuição de tensões desencadeada pelo início do processo de escavação. Assim, durante as fases iniciais de um projeto, o modelo geológico desempenha um papel fundamental para essa estimativa inicial do estado de tensões. Entretanto, o estado de tensões inicial deverá ser posteriormente aproximado à realidade por meio de ensaios de campo específicos para a determinação do estado de tensões, bem como da rotação de tais tensões.

Finalmente, a etapa do caso-estudo será concluída após a definição de um racional sistema de suporte, que deverá atender a demanda de projeto, por exemplo, no que tange o nível de deformações. Para Carranza-Torres & Fairhurst (2000), a estimativa do sistema de suporte é constantemente objeto de considerável incerteza, sobretudo quando esse é solicitado à estabilização de obras subterrâneas escavadas em meios rochosos. Esse fato pode ser facilmente entendido, pois embora as informações suplementares da geologia estejam usualmente disponíveis, a exposição da face de escavação poderá se diferenciar consideravelmente da geologia estimada por meio do modelo geológico regional, especialmente com respeito à resistência e deformabilidade do maciço rochoso. Assim, a redução do tempo entre a escavação e a instalação do sistema de suporte poderá ser essencial,

desde que a resistência da rocha recém exposta tenda a uma rápida deterioração com o tempo. Portanto, nessas condições, o sistema de suporte deverá acomodar essas variações das condições, concomitantemente, o sistema de suporte estará atuando na estabilização das obras subterrâneas.

3.4. ANÁLISES ESTATÍSTICAS E NUMÉRICAS DO CASO-ESTUDO

A análise por meio do método de elementos finitos é uma das várias técnicas numéricas, tão bem desenvolvidas, que podem munir os atuais projetistas com uma gama de informações bastante úteis (Pariseau, 1993). A aplicação do método de elementos finitos aos projetos da engenharia civil, e de minas é essencialmente na análise de tensões, que assim conduz a estimativas da mudança no estado de tensões; do desenvolvimento do campo de deformações e deslocamentos induzidos pelo processo de escavação de um túnel, por exemplo. Da mesma forma, as análises dos efeitos de percolação e dos processos térmicos são usualmente relacionadas, em fases anteriores a uma análise de tensão, as distribuições de poro-pressão e temperatura da água subterrânea. Tal informação será fundamental para o desenvolvimento de um confiável guia de avaliação técnica, operacional e econômica de um determinado projeto. Todavia, os itens a seguir darão ênfase as etapas que devem ser realizados durante a evolução de uma análise numérica, ou seja, as etapas de coleta de dados; tratamento; modelagem do problema e interpretação de resultados.

3.4.1. COLETA DOS DADOS DE ENTRADA

A principal fonte de obtenção dos dados de entrada, que serão aplicados nas ferramentas numéricas, é decorrente de investigações de campo, ensaios de laboratório, ensaios de campo e revisão literária de casos similares já realizados. Assim, como sugestão, a categoria básica dos dados de entrada necessária à análise de tensões de escavações em meios rochosos, ou qualquer outra, poderá ser composta por:

- Geologia regional do local de interesse;
- Geometria da escavação projetada;
- Propriedades dos materiais, tais como, feições geológicas, sistema de suporte e outros;
- Estado de tensões naturais, ou seja, o estado de tensões pré-escavação;
- Seqüência, ou etapas, construtiva;
- Existência de poro-pressão e/ou efeitos termais.

3.4.1.1. GEOLOGIA E GEOMETRIA

Enquanto a geologia da região é definida a partir da construção do modelo geológico regional, discutido anteriormente, a geometria da escavação em meios rochosos será função do planejamento e diretrizes do projeto, para assim serem obtidos os resultados esperados. Raramente, a geometria será decidida a partir de uma avaliação visual das condicionantes geomecânicas do maciço rochoso, nem tampouco da avaliação dos relatórios de ensaios laboratoriais e de campo. De fato, o processo de definição da geometria da escavação em meios rochosos é sempre interativo, ou seja, diversos ciclos de análises numéricas podem ser necessários antes que uma geometria satisfatória venha a ser definida.

3.4.1.2. PROPRIEDADE DOS MATERIAIS

Conceitualmente, os testes de laboratórios e de campo são as principais fontes de recursos na determinação das propriedades dos materiais, tais como maciços rochosos, zonas cisalhadas, descontinuidades etc. Essas propriedades são, em linhas gerais, à base dos dados de entrada necessários a qualquer análise numérica voltada a estruturas executadas em meios rochosos. Dentre a gama de propriedades, as mais relevantes serão o módulo de deformabilidade do maciço rochoso (E_m), que controla as deformações e os deslocamentos, e a resistência geomecânica, que limita o comportamento elástico e o controle de estabilidade.

Inconvenientemente, alguns ensaios de laboratórios e de campo são bastante onerosos, visto a mobilização de pessoal e equipamentos de grandes dimensões. Entretanto, como mencionado no Capítulo 2, o maior ou o menor custo dos ensaios estará associado aos serviços de escavação e formatação da seção de ensaio. Dessa maneira, os métodos e equações empíricas são bastante empregados na determinação de grande parte das propriedades, tal como a metodologia indireta do GSI apresentada no Capítulo 2.

3.4.1.3. PRÉ-ESCAVAÇÃO E TENSÕES INICIAIS

Antes da escavação de qualquer estrutura, o maciço rochoso se encontra sujeito a um estado de tensões naturais decorrentes de sua geologia e ações tectônicas. Contudo, durante a escavação de um túnel, por exemplo, o estado de tensões iniciais é abruptamente modificado e um novo estado de tensões induzidas passará a atuar ao redor do túnel. Esse novo estado de tensões será basicamente dependente da geometria e dimensões do túnel, do estado de tensões inicial e de vários outros fatores (Terzaghi & Richart, 1952). Assim, o bom conhecimento da

magnitude e direção das tensões naturais e induzidas será fundamental para o desenvolvimento do projeto de uma estrutura escavada em meios rochosos. Isso em virtude, que em muitos casos, a resistência do maciço rochoso poderá ser igualada e simultaneamente iniciando um processo com sérias conseqüências sobre o comportamento da estrutura.

3.4.1.4. SEQÜÊNCIA CONSTRUTIVA

O arranjo preliminar de um projeto poderá auxiliar o projetista na percepção das dimensões e, conseqüentemente, das seqüências construtivas a serem realizadas. Analise o caso da escavação de um poço de ventilação e simultânea instalação do seu sistema de suporte, esse caso é um simples exemplo onde a seqüência construtiva deve ser considerada. Assim, deve ser claro para o projetista, que a seqüência construtiva é realmente importante para a segurança e estabilidade de uma estrutura escavada em meios rochosos. No intuito de colaborar para uma seqüência construtiva mais enriquecida, o projetista deve atentar a vários detalhes, tais como:

- Tipo de escavação: face plena ou parcialização da seção;
- Velocidade do avanço;
- Características do sistema de suporte, do tipo: espessura do concreto projetado;
- Distância livre entre a frente de escavação e a seção protegida pelo sistema de suporte.

3.4.1.5. PERCOLAÇÃO

As forças de percolação presente nos poros e fraturas dos maciços rochosos são usualmente aplicadas em análises sob a denotação de tensões efetivas, ou seja, tensões totais menos a poro-pressão. Devido às tensões efetivas serem dependentes do fluxo de água subterrânea, se faz necessário a aplicação de análises de fluxo. Assim, uma revisão das técnicas aplicáveis, dos dados necessários e das ferramentas numéricas apropriadas é sempre aconselhável e adequada às análises do fluxo existente na região próxima a escavação. Todavia, as forças de percolação são constantemente negligenciadas durante a fase de projeto, assim sendo necessário a obtenção da distribuição de poro-pressão por meio de análises numéricas de um cenário esperado para a estrutura após sua escavação. Finalmente, a distribuição de poro-pressão decorrente desse cenário “imaginário” contribuirá para o desenvolvimento das análises de tensões.

3.4.2. PREPARAÇÃO DOS DADOS DE ENTRADA

Com a conclusão da coleta dos dados de entrada, o estágio seguinte será sua organização para posterior aplicação nas análises numéricas. Essa preparação se desenvolverá a partir de estudos estatísticos e de informações gerais do caso-estudo. Isso tem como objetivo a minimização de possíveis dados tendenciosos, bem como, a compreensão do contexto do caso-estudo (estado de tensões, sistema de suporte, dentre outros).

3.4.2.1. ESTUDOS ESTATÍSTICOS

Como já abordado, a variabilidade natural dos parâmetros do maciço rochoso é tão relevante que não pode ser desprezada. Inoportunamente, a grande parcela das atuais ferramentas numéricas não disponibiliza aos seus usuários rotinas de cálculo e análises que considerem essa variabilidade natural. Contudo, esses usuários possuem a seu dispor uma ampla variedade de ferramentas estatísticas e probabilísticas, que os auxilia no tratamento dos dados de entrada a serem utilizados nas análises numéricas. Primeiramente, por exemplo, por meio da ferramenta estatística ANOVA é possível definir regiões estatisticamente homogêneas, cujos dados podem seguramente ser ditos pertencentes a um mesmo universo. Em outra etapa do tratamento de dados, pelo emprego da ferramenta probabilística FOSM, podem ser conhecidos os parâmetros diretamente relevantes ao estudo, ou seja, os que são mais representativos para a análise em questão. Outra possibilidade seria a definição da distribuição estatística (normal, log-normal e outras) que melhor representa o comportamento de uma variável, isso após a aplicação do teste de hipótese, como por exemplo, o teste de Kolmogorov-Smirnov.

3.4.2.2. ESTADO DE TENSÕES E SISTEMA DE SUPORTE

No Item 3.4.1.3 foi rapidamente descrito o desenvolvimento do estado de tensões induzidas decorrente da escavação em maciços rochosos de uma estrutura qualquer. Desse modo, é claro compreender que a determinação do estado de tensões não possui elevadas dificuldades, logo sendo facilmente aplicado às análises numéricas. Contudo, o entendimento da dinâmica do estado de tensões é inevitável, ou seja, entender como o estado de tensões tende a interagir com a geologia regional e as estruturas inseridas nessa geologia.

Por outro lado, a modelagem do sistema de suporte pode ser uma tarefa complicada. Isso devido a uma provável limitação da ferramenta numérica, como indisponibilidade de

elementos numéricos estruturais que representem o sistema de suporte idealizado. Entretanto, tal fato é muito raro em virtude da constante evolução das atuais ferramentas numéricas. Por esse motivo, a grande questão a ser contornada se trata da concepção e representação seqüencial da instalação do sistema de suporte. Na Figura 3.2, por exemplo, a escavação de um túnel através de uma zona extremamente fraca requererá a concepção de um sistema de suporte altamente requintado, que por sua vez deverá ser sequencialmente bem modelado e representado a fim de gerar resultados representativos e próximos da realidade.

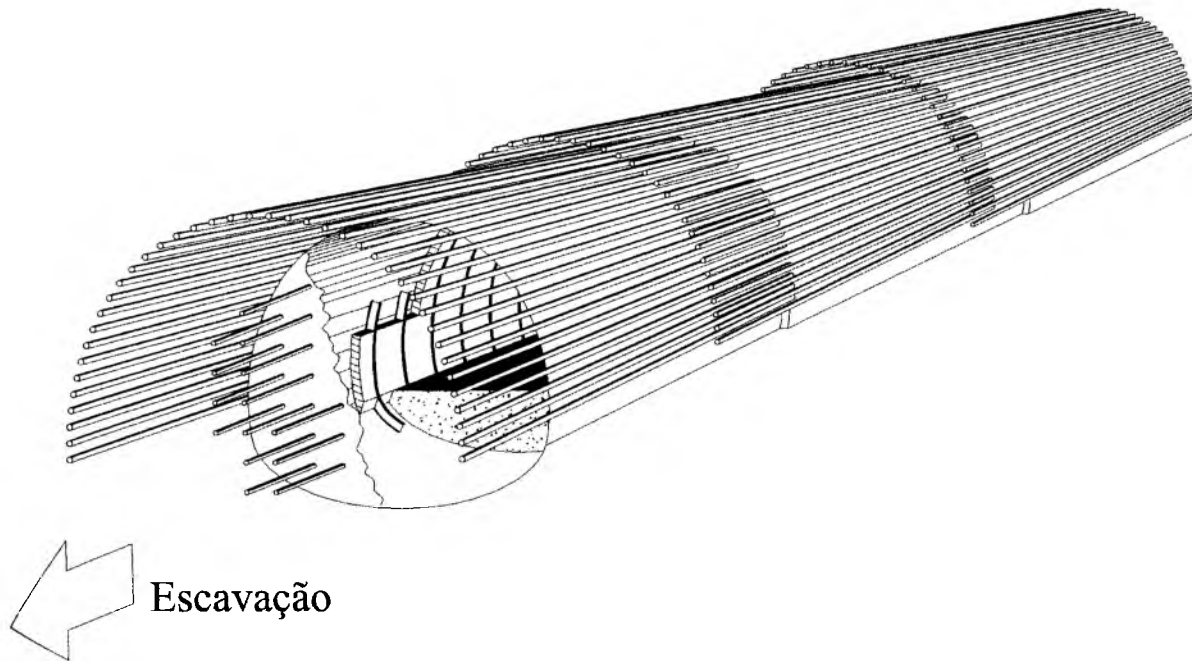


Figura 3.2 – Possível proteção de um túnel escavado através de um maciço rochoso bastante fraco, onde um sistema de suporte altamente requintado é necessário.

3.4.3. MODELAGEM NUMÉRICA E EXECUÇÃO DOS CÁLCULOS

A modelagem numérica e execução dos cálculos são fundamentalmente resumidas na coleta de vários dados de entrada e introdução desses em uma ferramenta numérica apropriada (Pariseau, 1993). As ferramentas numéricas baseadas nos elementos finitos, como a maioria dos programas computacionais, são entidades dinâmicas que estão periodicamente sendo atualizadas, modificadas e corrigidas. Logo, elas necessitam serem regularmente validadas por comparações com soluções conhecidas e resultados obtidos de programas similares. Contudo, as aplicações em estudos com a magnitude dos projetos executados em maciços rochosos, o atual estado da arte requer que esses estudos tenham sua modelagem numérica calibrada por meio de comparações entre os resultados numéricos e as medidas de campo.

Essa situação irá persistir até o momento em que as propriedades do maciço rochoso e as tensões “*in situ*” sejam estimadas em etapas construtivas mais avançadas, onde nesse instante o grau de certeza se encontrará próximo ao dos ensaios laboratoriais.

3.4.3.1. EXECUÇÃO

Uma típica ferramenta numérica, baseada em elementos finitos, consiste de uma rotina administrativa principal que gerencia sub-rotinas responsáveis pela realização de tarefas específicas, tais como:

- Leitura do arquivo de entrada de dados;
- Cálculo da rigidez dos elementos;
- Montagem da matriz de rigidez;
- Solução do sistema de equações;
- Cálculo das tensões e deformações em cada elemento;
- Confeção do arquivo de saída de resultados.

Dentre todas as tarefas, podemos indicar que a montagem da matriz de rigidez e a solução do sistema de equações detêm uma importância vital, visto que o tamanho da matriz será diretamente influenciado pelo grau de refinamento dos elementos finitos, bem como da distância entre a estrutura analisada e o domínio da região de contorno. Dessa maneira, uma grande matriz de rigidez acarretará em uma longa duração para a solução do sistema de equações. Desse fato se observa que o tempo demandado para uma malha muito refinada será muito longo, além de serem necessários onerosos requisitos computacionais, ou seja, amplo disco rígido, vasta memória virtual (RAM) e processador central competente e seguro. Portanto, a verificação do grau de refinamento da malha de elementos finitos será sempre um ponto importante.

3.4.3.2. VALIDAÇÃO E CALIBRAÇÃO

A validação da modelagem de uma análise numérica ocorre por meio de comparações entre os resultados numéricos e os resultados de equações analíticas. Desse modo, o procedimento de validação deverá demonstrar que os resultados numéricos são suficientemente confiáveis, quando respeitadas as condições impostas pelo projetista. Finalmente, os objetivos da análise numérica, o seu grau de refinamento e as suas expectativas devem ser consistentes com as características do método de elementos finitos.

Dados laboratoriais usualmente fornecem informações específicas do local das obras, tais dados são essenciais em uma análise numérica. Entretanto, o processo de calibração é fortemente sugerido a ser realizado por meio de comparações entre os resultados numéricos e as medidas de campo. Usualmente, a calibração de análises numéricas é desenvolvida a partir de retro-análises ou com medidas dos deslocamentos coletadas em campo. Uma terceira opção pode ainda ser empregada, essa consistiria na tentativa de se aproximar a curva de reação do maciço rochoso numérica à curva real, isso por meio de uma retroanálise. De fato, esse procedimento é justificado pela curva de reação do maciço rochoso representar o seu comportamento, portanto, um ajuste por meio dessa curva é bastante válido.

3.4.4. INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

A interpretação dos resultados numéricos poderá tomar diversos caminhos, onde o projetista compreenderá o comportamento da estrutura a ser escavada no meio rochoso, para assim desenvolver mecanismos capazes de efetivar o desempenho esperado para a estrutura. Primeiramente, os resultados numéricos de deslocamentos deverão ser atentamente estudados, assim esses serão posteriormente comparados às medidas de campo, desse modo, eventuais problemas poderão ser antecipados quando verificado se os níveis de deslocamentos esperados já foram superados. Quando o objetivo da análise de elementos finitos é a verificação do fator de segurança ou a compreensão da estabilidade da escavação, a construção da distribuição do fator de segurança localizado será um sólido apoio à interpretação dos resultados. Outro importante ponto a ser verificado, durante a interpretação dos resultados numéricos, é a extensão da zona plástica. Em termos gerais, a cooperação entre testes laboratoriais e medidas de campo deverá ser um foco constante para o sucesso dos projetos de estruturas escavadas em meios rochosos. Visto que durante o período de execução desses projetos, inúmeras análises numéricas serão realizadas para a constante acomodação do projeto as novas condições construtivas confrontadas.

3.5. ABORDAGEM PROBABILÍSTICA

Atualmente, a critério do projetista uma abordagem probabilística poderá ser aplicada aos resultados numéricos. Tal procedimento foi realizado nesta pesquisa, bem como os vários tratamentos de dados já discutidos (ANOVA, FOSM etc.). Dessa maneira, o comportamento da zona plástica foi diretamente estudado por uma análise numérica realizada pelo método probabilístico de Rosenblueth. Assim, a extensão e forma da zona plástica foram analisadas e

definidas para certo nível de significância estatística. Os capítulos seguintes apresentam o caso-estudo, a aplicação dos fundamentos e procedimentos da metodologia probabilística de previsão e as conclusões observadas a partir da aplicação da metodologia exposta no presente capítulo.

Caso-Estudo: Túnel de Yacambú-Quíbor

Dentre os vários túneis conhecidos, o túnel de Yacambú-Quíbor é sem dúvida o que reúne as maiores adversidades construtivas e de projeto. Certamente, sua geologia regional possui um papel fundamental na determinação do estado de tensões, bem como das propriedades geomecânicas do maciço rochoso em que o túnel está inserido. Assim, devido às condições ímpares observadas durante o histórico do túnel de Yacambú-Quíbor, esse complexo empreendimento foi selecionado para a aplicação da metodologia descrita no Capítulo 3. Portanto, o presente capítulo apresentará algumas informações gerais, técnicas e executivas do túnel de Yacambú-Quíbor.

4.1. INFORMAÇÕES GERAIS

O Projeto Yacambú-Quíbor, pertencente ao Sistema Hidráulico Yacambú-Quíbor C.A. (SHYQ), se localiza nos municípios de Andrés Eloy Blanco e Florêncio Jiménez da Província de Lara, Venezuela (Figura 4.1). Essencialmente, o Projeto Yacambú-Quíbor consiste na execução de cinco obras hidráulicas principais:

- Regularização do rio Yacambú por meio de uma barragem com 162,50 m de altura localizada no Vale Paso de Angostura;
- Adução anual de, aproximadamente, 328 milhões de m³ de água por meio de um túnel com 26.340 m de comprimento e 5,20 m de diâmetro, cuja vazão será de 10,4 m³/s;
- Abastecimento da cidade de Barquisimetro e simultânea construção de uma estação de tratamento. Para isso, o volume anual disponível na cidade será de, aproximadamente, 97 milhões de m³ de água;
- Desenvolvimento do sistema de irrigação do Vale Quíbor, cuja área de abrangência é de 43.395 ha. Esse desenvolvimento será suportado por uma vazão anual de, aproximadamente, 231 milhões de m³ de água;
- Recuperação e manutenção assistida da morfologia do rio Yacambú.

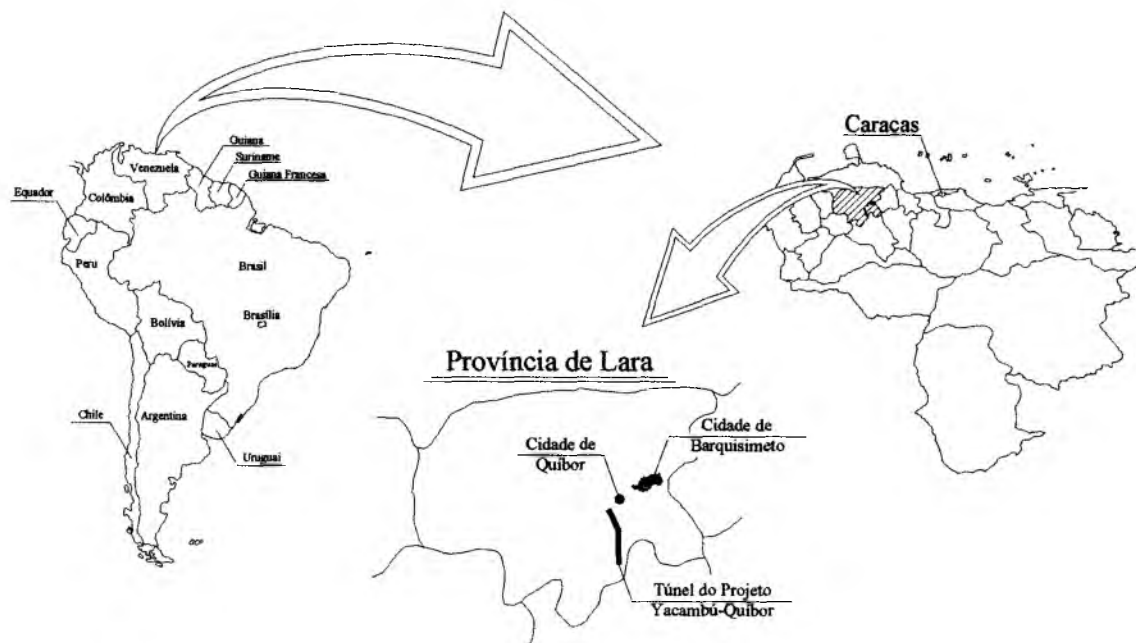


Figura 4.1 – Área do projeto Yacambú-Quíbor.

A relevância do projeto para o desenvolvimento da região implicou na realização de um conjunto de ações comunitárias voltadas a conservação ambiental das margens e leito do rio Yacambú. De fato, essas ações são importantes para a otimização e aproveitamento do represamento do rio Yacambú, o que refletirá no abastecimento do Vale de Quíbor, da cidade de Barquisimeto e localidades adjacentes. Conseqüentemente, esse é um aspecto chave no desenvolvimento do projeto, ou seja, a criação de comitês de conservação da bacia do rio Yacambú.

4.2. O TÚNEL DE YACAMBÚ-QUÍBOR

Para Hoek, o túnel de Yacambú-Quíbor é considerado o que apresenta as maiores dificuldades construtivas em todo o mundo. Os 26.340 m foram, e ainda são, escavados através de arenitos e filitos, a uma profundidade superior a 1.200 m. As amplas zonas preenchidas por filitos são de baixíssima qualidade, conseqüentemente acarretando sérios problemas de “squeezing”, os quais sem um adequado sistema de suporte resultam no completo comprometimento da seção escavada. Para uma melhor contextualização de tal particularidade, pode ser citado o evento ocorrido em 1979, onde uma “tuneladora” (“*Tunnel Boring Machine*” – TBM) com diâmetro de 4,8 m foi completamente destruída por um rápido e intenso processo de “squeezing”, que acarretou no colapso de 200 a 300 m do túnel já executado com cambotas e concreto projetado.

Desde o início dos serviços em 1976, diversos construtores estiveram engajados na escavação do túnel de Yacambú-Quíbor, com demonstrado na Tabela 4.1. Entretanto, em vários momentos os serviços foram seriamente comprometidos por problemas políticos e financeiros. Felizmente, durante a vigência do atual contrato sob o assessoramento de diversos consultores (Evert Hoek, Carlos Carranza-Torres, Mark Diederichs e outros), o avanço do túnel obteve sua maior produtividade até então observada. Realmente, tal produtividade somente é comparável à obtida por meio da escavação mecanizada (TBM). Assim, do total de 26.340 m, em maio de 2006 o túnel tinha 24.254 m (92,1%) executados e 2.086 m (7,9%) remanescentes.

Tabela 4.1 – Cronologia dos construtores do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, método de escavação e suas produtividade (Diederichs, 2005).

<i>Período</i>	<i>Construtores</i>	<i>Método de Escavação</i>	<i>Produção (m)</i>
1976 / 1977	OCISA S.A.	Mecanizada (TBM)	2.400
1978 / 1979	Consórcio Multi-internacional C.A.	Mecanizada (TBM)	2.000
1981 / 1984	Consórcio Obresca Ghella C.A.	Desmante a fogo	3.200
1984 / 1988	Dario Lugo Roman C.A.	Desmante a fogo	2.100
1990 / 1997	Consórcio Dell'Acqua Obresca C.A.	Desmante a fogo	6.400
1997 / 2002	Dell'Acqua C.A.	Desmante a fogo	3.200
2003 / maio de 2006	Dell'Acqua C.A.	Desmante a fogo	7.040

4.3. GEOLOGIA LOCAL DAS ESCAVAÇÕES DO TÚNEL

De uma maneira global, as condições observadas no maciço rochoso durante o longo período de escavação do túnel de Yacambú-Quíbor são regidas fundamentalmente pelos tópicos citados a seguir:

- Tipo e composição da rocha base do maciço rochoso (filito silicosa, carbonosa, grafitosa etc.);
- Natureza anisotrópica da rocha oriunda de sua foliação, assim como a orientação da foliação com relação à escavação;
- Escavação do túnel através de amplas zonas cisalhadas e fraturadas proporcionando a observação de altas deformações;
- Magnitude e direção das tensões “*in situ*”.

Essa série de considerações a respeito do comportamento do maciço rochoso é explicada pela própria evolução geológica da região. De fato, o intenso processo evolutivo da região foi fruto das constantes movimentações entre as placas tectônicas do Caribe e Sul-Americana. Conseqüentemente, foram formadas as elevadas cadeias montanhosas locais, que detêm feições geológicas comumente observadas em regiões cuja origem se reporta a uma intensa atividade tectônica. A partir desse conhecimento, projetistas e consultores do túnel de Yacambú-Quíbor propuseram uma classificação do maciço rochoso (Tabela 4.2), cuja finalidade básica é a estimativa do índice de resistência geológica (“*Geological Strength Index*” – GSI), concomitantemente a definição do avanço da escavação do túnel.

Tabela 4.2 – Classe das rochas classificadas no maciço rochoso (SHYQ, 2002).

<i>Classe da Rocha</i>	<i>Tipo de Rocha</i>	<i>Comportamento Mecânico</i>	<i>GSI</i>	<i>Avanço da Escavação (m)</i>
A	Predomínio de filossilicatos com menor teor de filitos calcários e/ou grafitosos.	Foliação cimentada, de 5 a 10 cm de espessura, com alta resistência e baixa deformação.	> 75	2,28
B	Predomínio de filossilicatos calcários com intervalo de filitos grafitosos.	Foliação cimentada, de 2 a 3 cm de espessura, com resistência e deformação medianas.	60 – 75	2,28
C	Filitos grafitosos com alguns intervalos de filossilicatos.	Foliação dobrada sem cimentação, de 0,1 a 1 mm de espessura, com baixa resistência e alta deformação.	45 – 60	1,83
D1	Classes de rocha A, B e C com zonas muito dobradas e falhadas.	Foliação dobrada e com pouca resistência.	30 – 45	0,80
D2	Classe de rocha D1 com brecha de falha.	Alta deformação plástica.	18 – 30	0,80

4.4. REABILITAÇÃO DO TÚNEL

Em 2003, início do atual contrato, foi realizado uma campanha de inspeção e cadastramento dos trechos executados em contratos anteriores. Dessa campanha, se constatou que em certos trechos a seção hidráulica de projeto havia sido comprometida, isso devido as grandes deformações decorrentes dos problemas de “*squeezing*”. Como resultado, a reparação dos

trechos danificados se iniciou por meio da análise dos registros históricos de construção do túnel e dos relatórios de investigações de campo. As informações levantadas a partir dessa análise foram:

- A geologia local;
- O nível de convergências;
- O tipo de escavação e suporte utilizado, bem como espessura e qualidade do concreto;
- Geometria da seção de projeto;
- Medidas reparadoras anteriores;
- Presença de água subterrânea.

Adicionalmente, se realizou estudos da interação entre o maciço rochoso e o sistema de suporte por meio de análises geotécnicas e estruturais, o que possibilitou investigar o fator de segurança. Finalmente, uma especificação técnica foi elaborada para os serviços de reparação do túnel de Yacambú-Quíbor na tentativa de readequação do túnel a demanda de projeto, onde os principais tópicos abrangiam:

- Demolição total do concreto projetado e/ou convencional. Assim, foi realizada a conformação da seção hidráulica de projeto, dessa forma a seção recuperou sua capacidade de atender a demanda de projeto;
- Substituição das cambotas metálicas seriamente danificadas, cujo desempenho não mais atendia os preceitos técnico e operacional do projeto. Simultaneamente a isso, se procedeu com a instalação de juntas de deslizamento para a minimização dos efeitos decorrentes do processo de “squeezing”;
- Emprego de concreto projetado nos trechos demolidos e/ou reforço na espessura do concreto existente após avaliação. Bem como, sistemático uso de malhas metálicas em seu reforço.

A Figura 4.2, por exemplo, esquematiza as etapas desenvolvidas durante os trabalhos de reabilitação do trecho entre as seções 2.075 e 2.097 do túnel de Yacambú-Quíbor. De uma forma geral, os diversos trechos a serem reabilitados foram avaliados simultaneamente aos seus respectivos serviços de reparação. Assim, ao construtor eram atribuídas as responsabilidades de reparação e proposta do procedimento construtivo, conseqüentemente, ao Sistema Hidráulico Yacambú-Quíbor C.A. somente a obrigação de apresentação do projeto do sistema de suporte definitivo.

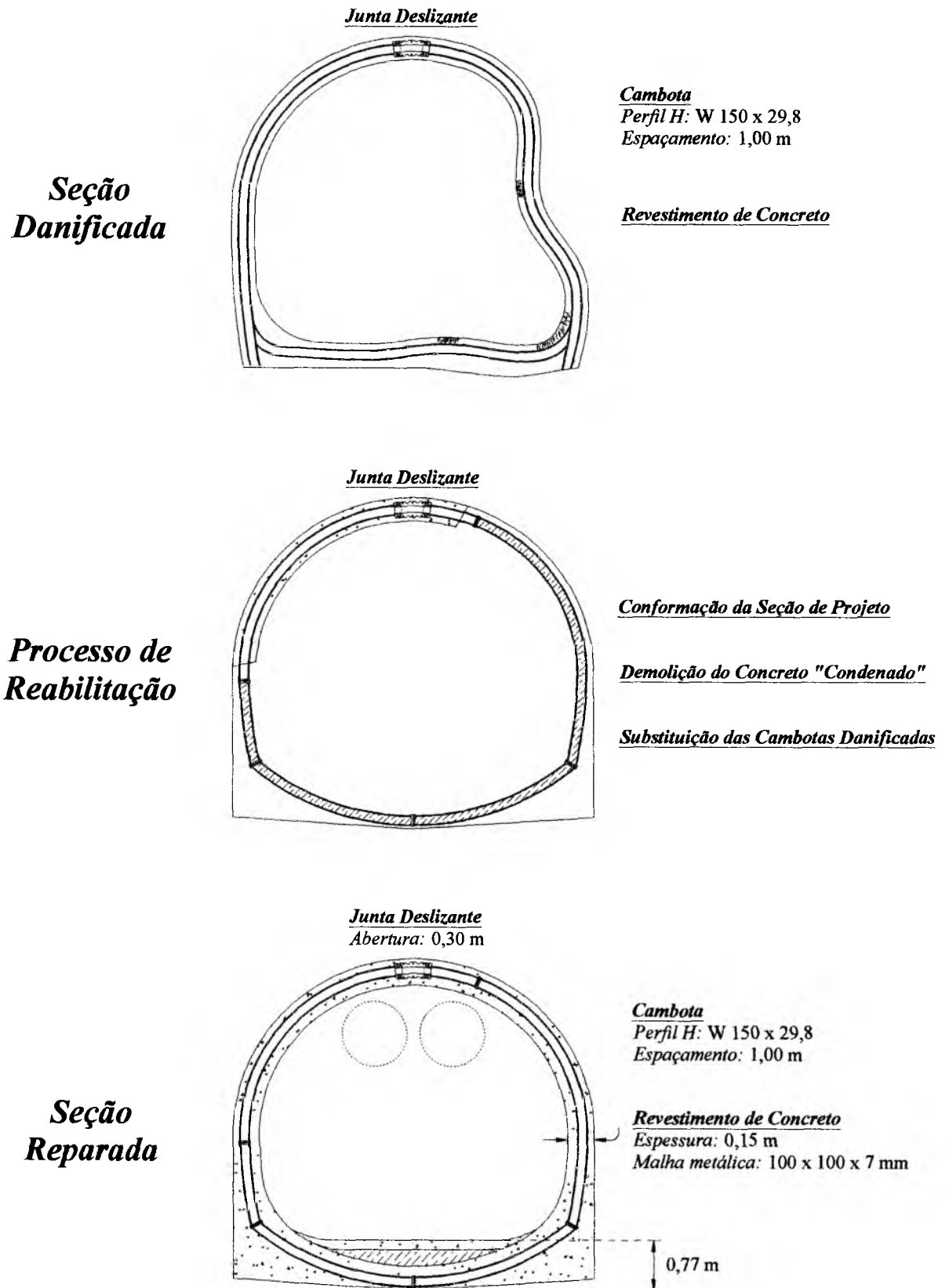


Figura 4.2 – Trabalhos de reabilitação do túnel de Yacambú-Quíbor, exemplificados pela representação e descrição dos serviços realizados na seção 2.075 até 2.097 (SHYQ, 2002).

4.5. PROCESSO DE “SQUEEZING”

Hoek (1999) e Hoek & Marinos (2000b) discutem os problemas e a potencialidade do processo de “squeezing” que, por exemplo, para um maciço rochoso com severo ou extremo potencial, representa um complexo estudo tridimensional, visto a severidade de instabilidade das paredes e face do túnel. Essa discussão é interessante para o túnel de Yacambú-Quíbor, onde na Figura 4.3 se verifica sua extrema potencialidade a ocorrência de problemas decorrentes do processo de “squeezing”. De fato, as dificuldades encontradas durante e após a escavação do túnel são oriundas de duas características de seu maciço rochoso necessárias ao “squeezing”, ou seja, deformações rápidas associadas a um elevado estado de tensões.

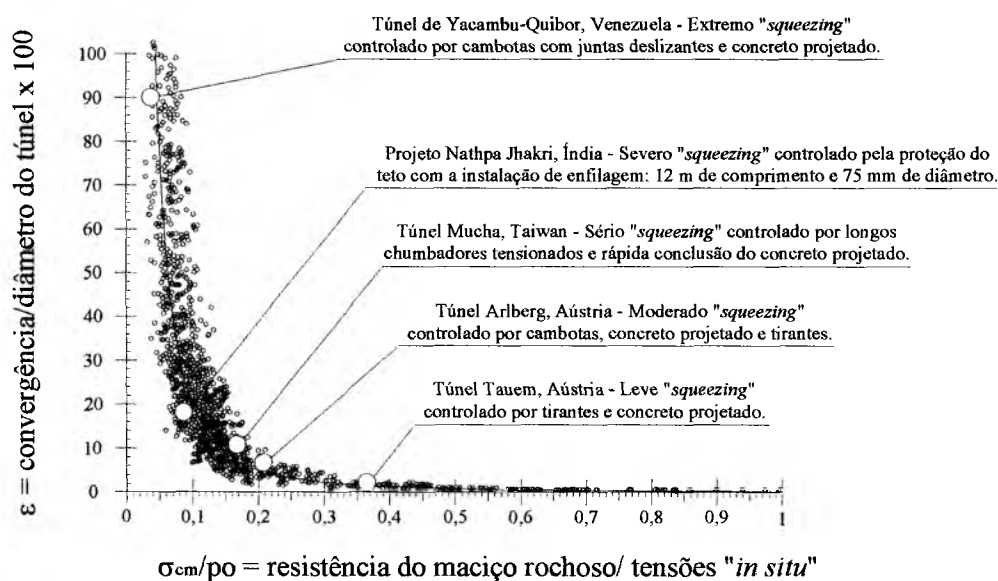


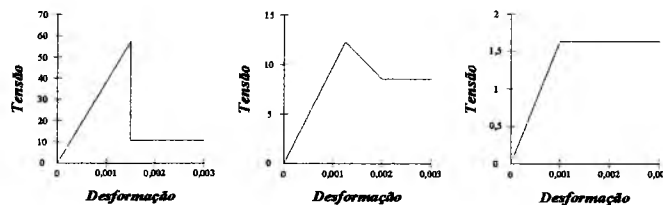
Figura 4.3 – Representação gráfica da relação entre a convergência percentual do túnel versus resistência do maciço rochoso com relação às tensões “in situ” (Diederichs, 2005).

As rápidas deformações podem ser explicadas pela pobre qualidade geomecânica do maciço rochoso do túnel. Essa suposta qualidade é fruto da grosseira comparação da Tabela 4.3. Tal comparação foi realizada entre os parâmetros típicos de vários maciços rochosos e os observados durante os anos de escavação do túnel de Yacambú-Quíbor, ambos reunidos por Hoek & Brown (1997). Já o elevado estado de tensões é devido à própria evolução geológica da região, já discutida. Assim, a associação dessas duas características gera um alto potencial de convergência, cuja evolução é extremamente rápida. Hoek baseado em seus vários anos de experiência a cerca da obra, constatou a completa convergência do túnel a uma distância de 15 m atrás de sua face. Esse fato, por si só, já demonstra a importância da rápida instalação do sistema de suporte, bem como, a avaliação das opções de arranjo para a face de escavação e suporte quando essa velocidade de instalação não é possível (Hoek, 2001).

Tabela 4.3 – Parâmetros típicos de vários maciços rochosos, bem como do túnel de Yacambú-Quíbor (Hoek & Brown, 1997).

Parâmetros		Qualidade do Maciço Rochoso			Túnel de Yacambú-Quíbor
		Boa	Média	Pobre	
Resistência da rocha intacta	σ_{ci} (MPa)	150	80	20	15
Constante do material da rocha intacta	m_i	25	12	8	10
Índice de resistência geológica	GSI	75	50	30	24
Ângulo de atrito	ϕ'	46°	33°	24°	24°
Coesão	c' (MPa)	13	3,5	0,55	0,34
Resistência à compressão uniaxial do maciço rochoso	σ_{cm} (MPa)	64,8	13	1,7	1
Resistência à tração do maciço rochoso	σ_{tm} (MPa)	- 0,9	- 0,15	- 0,01	—
Módulo de deformabilidade do maciço rochoso	E_m (MPa)	42.000	9.000	1.400	—
Coefficiente de Poisson	ν	0,2	0,25	0,3	—
Ângulo de dilatação	α	$\phi'/4 = 11,5^\circ$	$\phi'/8 = 4,1^\circ$	0	—
Ângulo de atrito residual	ϕ_f'	38°	—	—	—
Coesão residual	c_f' (MPa)	0	—	—	—
Resistência do maciço rochoso fraturado	σ_{fcm} (MPa)	—	8	1,7	—
Módulo de deformabilidade do maciço rochoso fraturado	E_{fm} (MPa)	10.000	5.000	1.400	870

Comportamento mecânico da rocha



Elasto-plástico

4.6. METODOLOGIA DE ESCAVAÇÃO E TIPOS DE SUPORTE

Durante a escavação de 24.254 m do túnel de Yacambú-Quíbor a uma grande profundidade, bem como, em diversas condições geotécnicas, se adotou um procedimento dinâmico e dependente entre as fases de projeto e execução. Dessa maneira, foi possível estabelecer uma calibração da interação entre o maciço rochoso e o sistema de suporte. Para assim, ser selecionado o tipo de suporte e a metodologia construtiva mais confortável do ponto de vista da segurança e de sua viabilidade financeira. Em geral, o comportamento mecânico da rocha tem se mostrado do tipo elasto-plástico, com suas deformações se estabilizando a aproximadamente seis diâmetros a frente da escavação. Finalmente, a metodologia de escavação e aplicação do sistema de suporte ideal, segundo descrições da Tabela 4.4 e da Figura 4.4, se baseia nos tradicionais métodos de escavação, ou seja: perfuração dos furos para instalação dos explosivos, detonação da rocha e aplicação do suporte.

Tabela 4.4 – Descrição das configurações para o sistema de suporte usado na escavação do túnel de Yacambú-Quíbor.

<i>Tipo de Suporte</i>	<i>Descrição</i>
S1 (suporte muito leve)	Seção em forma de ferradura revestida por concreto projetado de 15 cm de espessura, reforçado com malha metálica (150 x 150 x 7 mm). Além disso, eventuais tirantes poderão ser utilizados no controle blocos e cunhas instáveis.
S2 (suporte leve)	Seção em forma de ferradura revestida por concreto projetado de espessura variável (15 a 25 cm), bem como reforçado com malha metálica (100 x 100 x 7 mm). Além disso, eventuais tirantes poderão ser utilizados no controle blocos e cunhas instáveis.
S3 (suporte médio)	Seção em forma de ferradura revestida por concreto projetado de espessura variável (25 a 30 cm), bem como reforçado com malha metálica (100 x 100 x 7 mm), que eventualmente deverá ser reduzida para trechos de má qualidade geológica. Além disso, tirantes sistemáticos deverão ser empregados (Figura 4.4).
S4 (suporte pesado)	Seção circular revestida por concreto projetado de espessura variável (30 a 60 cm), reforçado com malha metálica (100 x 100 x 7 mm). Além disso, um conjunto de cambotas e um sistema de tirantes deverão ser usados respeitando as considerações da Figura 4.4. Finalmente, especial atenção deve ser dada na aplicação de juntas deslizantes com abertura de 30 cm.
S5 (suporte muito pesado)	Seção circular revestida por concreto projetado de espessura superior a 60 cm, reforçado com malha metálica (100 x 100 x 7 mm). Além disso, um conjunto de cambotas e um sistema de tirantes deverão ser usados respeitando as considerações da Figura 4.4. Finalmente, especial atenção deve ser dada na aplicação de juntas deslizantes com abertura de 30 cm.

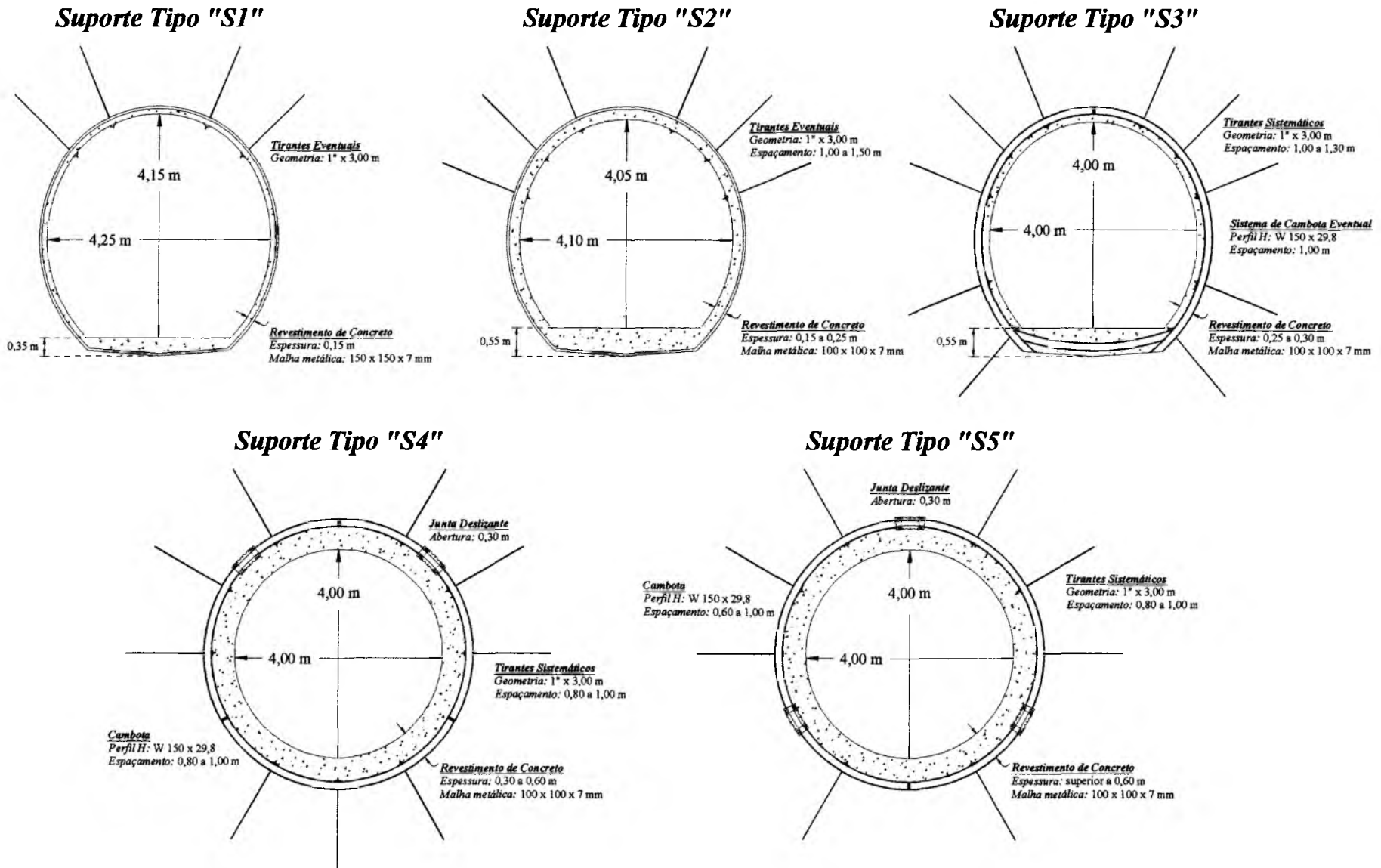


Figura 4.4 – Configurações do sistema de suporte usado na escavação do túnel de Yacambú-Quíbor (modificado – SHYQ, 2002).

Aplicação da Metodologia Probabilística

No Capítulo 3, se discutiu os pontos fundamentais da *metodologia probabilística de previsão*, ou seja, a familiarização dos conceitos teóricos, o necessário conhecimento do caso-estudo e finalmente a dinâmica das análises. Assim, o presente capítulo demonstrará a aplicação da metodologia probabilística em um caso real, onde, para isso, o túnel de Yacambú-Quíbor foi selecionado. Antes da aplicação, é preciso observar que os conceitos teóricos e o caso-estudo foram sucintamente apresentados no Capítulo 2 e Capítulo 4, respectivamente. Dessa maneira, as duas etapas iniciais da metodologia probabilística já foram contempladas, portanto não sendo necessário retomá-las novamente. Finalmente, será dada total ênfase à etapa de análises da metodologia, cujo desenvolvimento foi possível por meio da ferramenta computacional *Phase2 v.6* (Rocscience, 2005).

5.1. ESTUDOS ESTATÍSTICOS

O desenvolvimento dos estudos estatísticos foi possível graças aos dados do mapeamento geológico de dois setores do túnel de Yacambú-Quíbor, cujas posições são destacadas na Figura 5.1. Posteriormente, baseado nas posições dos setores com relação ao sentido do fluxo de água no túnel, essas foram denominadas de emboque e desemboque.

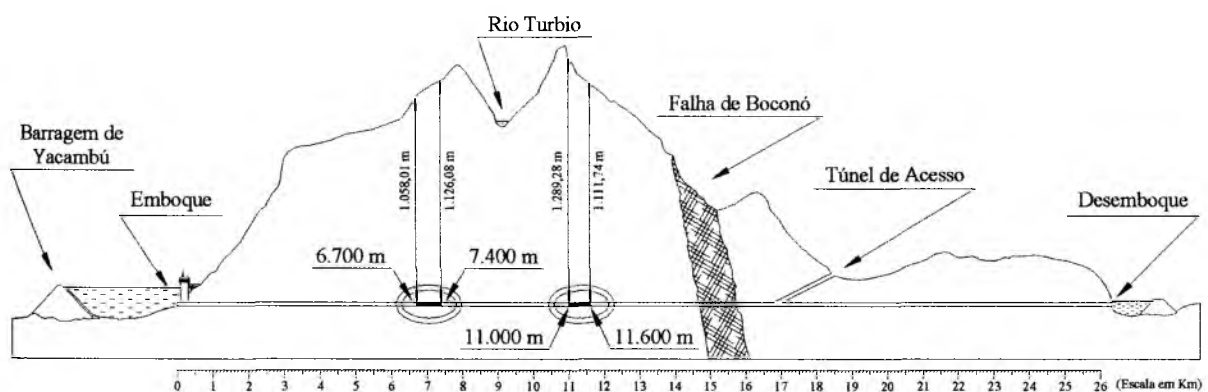


Figura 5.1 – Perfil generalizado do túnel.

Com relação aos dados disponíveis, resumidamente a Tabela 5.1 expõe algumas informações coletadas durante o mapeamento geológico dos setores de emboque e desemboque. Essas informações abrangem aspectos como:

- Em decorrência de a região ser caracterizada por cadeias montanhosas, a cobertura do túnel é bastante variável. No caso dos setores estudados a cobertura varia entre 1.058,01 até 1.289,28 m, onde aproximadamente 75,4% se encontram abaixo de 1.150 m;
- O maciço rochoso, através do qual o túnel está sendo escavado, é predominantemente constituído por filitos, cuja mineralogia é essencialmente composta de silício, carbono, quartzo, e outros;
- O mapeamento geológico dos setores demonstrou que cerca de 98% dos valores do índice de resistência geológica (“*Geological Strength Index*” – GSI) se encontra abaixo de 45.

Tabela 5.1 – Informações coletadas durante o mapeamento geológico dos setores denominados de emboque e desemboque do túnel de Yacambú-Quíbor (Diederichs, 2005).

<i>Cobertura do Túnel (m)</i>	<i>Nº de Dados</i>	<i>Frequência (%)</i>
1.050 – 1.100	153	30,6
1.100 – 1.150	224	44,8
1.150 – 1.200	68	13,6
1.200 – 1.250	45	9,0
1.250 – 1.300	10	2,0

<i>Mineral</i>	<i>Ocorrência nos Setores (%)</i>	
	<i>Emboque</i>	<i>Desemboque</i>
Filossilicato	44,0	33,7
Filito carbonoso-grafitoso	53,2	29,7
Filito silicoso-carbonoso	31,5	45,5
Quartzito	20,9	12,6

<i>GSI</i>	<i>Frequência nos Setores (%)</i>	
	<i>Emboque</i>	<i>Desemboque</i>
20 – 25	36,2	49,2
25 – 30	34,7	27,6
30 – 35	11,0	15,0
35 – 40	11,4	2,9
40 – 45	5,5	3,3
45 – 50	1,2	2,0

5.1.1. REGIÕES ESTATÍSTICAS

A definição, ou melhor, a determinação de regiões estatisticamente homogêneas é o principal momento após as etapas iniciais da metodologia probabilística, visto que nesse momento estará sendo formado o banco de dados a ser empregado nas análises posteriores. Assim, a ferramenta estatística ANOVA foi empregada na determinação das regiões estatisticamente homogêneas, cujos dados são seguramente pertencentes a um mesmo universo.

As regiões estatisticamente homogêneas foram determinadas com o estudo da variável GSI, que reconhecidamente descreve a qualidade do maciço rochoso. Em linhas gerais, a ANOVA foi empregada no estudo da qualidade do maciço rochoso de trechos previamente definidos. Desse modo, os setores de emboque e desemboque foram divididos em regiões estatisticamente homogêneas, que a partir de agora serão simplesmente denominadas por trechos. A partir de tal procedimento, a ANOVA tende a minimizar possíveis erros nos estudos numéricos ocasionados por dados tendenciosos e, logo, os dados constantes em cada trecho serão perfeitamente homogêneos. Para um melhor entendimento, a Figura 5.2 apresenta esquematicamente um estudo hipotético realizado com a ANOVA, onde um dado trecho será considerado homogêneo após um valor calculado (F_{calc}) se apresentar menor do que um valor crítico (F_{cr}) coletado das tabelas da distribuição de Fisher para um específico α . Finalmente, com respeito a essa pesquisa, a Tabela 5.2 resume os resultados dos setores de emboque e desemboque do túnel de Yacambú-Quíbor.

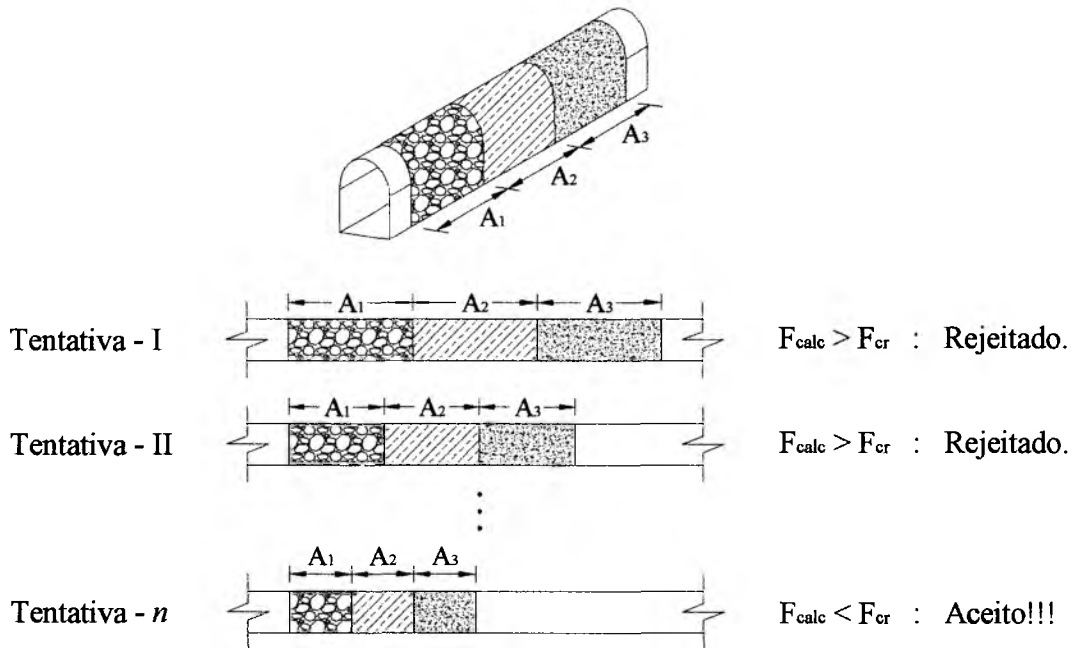


Figura 5.2 – Esquemática de um estudo hipotético por meio da ANOVA para a determinação de regiões estatisticamente homogêneas.

Tabela 5.2 – Regiões estatisticamente homogêneas (GSI) dos setores de emboque e desemboque definidas por meio dos testes realizados com a ferramenta estatística ANOVA.

Setor	Trecho	Nº de Dados	Limite (m)		Extensão (m)	ANOVA		
			Inicial	Final		F_{cal}	F_{cr}	α (%)
Emboque	A	14	6.700	6.741	41	5,23	5,93	2
	B	10	6.741	6.763	22	0,33	5,14	5
	C	21	6.763	6.806	43	0,71	3,59	5
	D	53	6.806	6.941	135	1,15	3,19	5
	E	35	6.941	7.045	104	1,24	3,31	5
	F	49	7.045	7.192	147	3,24	3,46	4
	G	78	7.192	7.400	208	4,77	4,89	1
Desemboque	A	38	11.000	11.115	115	1,37	3,28	5
	B	8	11.115	11.128	13	1,43	6,94	5
	C	76	11.128	11.305	177	3,66	3,68	3
	D	36	11.305	11.407	102	1,45	3,29	5
	E	13	11.407	11.443	36	3,70	4,26	5
	F	11	11.443	11.470	27	1,23	4,74	5
	G	47	11.470	11.558	88	4,71	5,14	1
	H	24	11.558	11.600	42	3,11	3,47	5

5.1.2. PARÂMETROS RELEVANTES

Com o conhecimento dos trechos onde deveriam ser desenvolvidas as análises numéricas, teve início a fase de determinação das variáveis envolvidas no estudo probabilístico do comportamento da zona plástica. Basicamente, essas variáveis são descritas por parâmetros representativos do comportamento do maciço rochoso. Esses parâmetros são geralmente coletados por campanhas de ensaios de campo. Contudo, como já citado anteriormente, as condicionantes técnicas impostas pelo fator escala dos ensaios face ao maciço rochoso, tal como, os altos custos operacionais das campanhas de ensaios de campo tendem a direcionar os projetistas às equações empíricas presentes nos vários critérios de ruptura conhecidos. Além disso, a própria dinâmica construtiva das obras subterrâneas é outro fator condicionante na busca dos projetistas pelas equações empíricas. O modelo geológico regional, por exemplo, do túnel de Yacambú-Quíbor impossibilita a realização das fases de ensaios de campo, estudos numéricos e posterior execução.

Em função do exposto acima, os parâmetros usados nas análises do túnel de Yacambú-Quíbor são usualmente provenientes dessas equações empíricas. De maneira semelhante, esta pesquisa empregou as equações do critério de ruptura generalizado de Hoek-Brown, a partir

das quais foram determinados os valores das variáveis representativas do comportamento do maciço rochoso, ou seja, os valores das variáveis: m_b , s e a . Simultaneamente a esse procedimento, se constatou a necessidade do módulo de deformabilidade do maciço rochoso (E_m), cujo valor foi definido por meio da equação simplificada de Hoek & Diederichs. Assim, os valores definidos para as variáveis m_b , s e a e o módulo de deformabilidade dos trechos do setor de emboque e desemboque estão reunidos nos Apêndices B e C, respectivamente.

Concluída a determinação dos valores das variáveis estatísticas pertinentes ao estudo, se iniciou a verificação da relevância de cada uma dessas variáveis no estudo probabilístico do comportamento da zona plástica, visto que a quantidade de variáveis estatísticas envolvidas em estudos probabilísticos tem efeito direto no número de cálculos computacionais necessários, bem como, em seu tempo de realização. Assim, na busca das variáveis relevantes a qualquer estudo onde exista certa variabilidade natural de seus dados, o método FOSM (“*First-Order, Second-Moment*”) se apresenta como um formidável aliado. Todavia, durante o emprego do método FOSM foi fixada a tensão média, que corresponde à media aritmética das tensões principais (σ_1 , σ_2 e σ_3). Portanto, na Tabela 5.3 se observa que apenas as variáveis do critério de ruptura generalizado de Hoek-Brown (m_b , s , a) detêm uma relevância superior a 99,5% para um eventual estudo probabilístico do túnel de Yacambú-Quíbor.

Tabela 5.3 – Relevância definida pelo método FOSM das variáveis envolvidas no estudo.

Setor	Trecho	m_b	s	a	E_m
Emboque	A	98,4	0,5	1,1	0
	B	95,3	3,7	1,0	0
	C	88,0	1,6	10,4	0
	D	87,0	7,1	5,9	0
	E	96,4	2,1	1,5	0
	F	76,3	13,9	9,8	0
	G	72,2	22,9	4,9	0
Desemboque	A	94,4	3,2	2,2	0,2
	B	92,3	0,8	6,9	0
	C	80,7	1,8	17,4	0,1
	D	87,7	5,0	7,0	0,3
	E	95,9	3,6	0,5	0
	F	97,6	1,5	0,9	0
	G	83,1	14,6	2,3	0
	H	86,3	1,6	12,1	0

Valores expressos em percentagem.

Depois de conhecidas as variáveis relevantes ao estudo probabilístico, se buscou agrupar essas variáveis em ordem hierárquica, ou seja, observar o número de vezes em que cada variável se apresentava em primeira, segunda ou terceira posição de ocorrência. Assim, de acordo com a Tabela 5.4, quando são conjuntamente considerados os setores de emboque e desemboque, a ordem de ocorrência é hierarquicamente orientada da seguinte maneira: m_b (100,0%), s (60,0%), a (60,0%). Já em uma verificação individualizada, no setor de emboque a ordem geral é respeitada m_b (100,0%), s (71,4%), a (28,6%), porém com uma ligeira paridade no setor de desemboque m_b (100,0%), s (50,0%), a (50,0%). Finalmente, se percebe que o comportamento do maciço rochoso é essencialmente dominado pelos parâmetros relacionados com o ângulo de atrito e a coesão do maciço rochoso, ou seja, respectivamente pelos parâmetros m_b e s (Martin *et al.*, 1999).

Tabela 5.4 – Posição hierárquica de ocorrência das variáveis com maior relevância ao estudo.

<i>Setor</i>	<i>Ocorrência</i>	m_b	s	a
Ambos	1º	100	0	0
	2º	0	60	40
	3º	0	40	60
Emboque	1º	100	0	0
	2º	0	71,4	28,6
	3º	0	28,6	71,4
Desemboque	1º	100	0	0
	2º	0	50	50
	3º	0	50	50

Valores expressos em percentagem.

5.2. CARACTERÍSTICAS GERAIS

A definição do estado de tensões (σ_1 e σ_3) a que se encontrava submetido o túnel de Yacambú-Quíbor foi um dos grandes, senão o maior, obstáculo nessa pesquisa. Hoek expressou que as obras do túnel de Yacambú-Quíbor agregam os maiores desafios observados nas escavações subterrâneas. Como exemplo, pode ser novamente citado o acontecimento de 1979, onde uma “tuneladora” (“*Tunnel Boring Machine*” – TBM) com diâmetro de 4,8 m foi completamente destruída por um rápido e intenso processo de “*squeezing*”, que gerou o colapso de 200 a 300 m do túnel já executado com cambotas e concreto projetado. Assim, fica clara a elevada complexidade das obras de escavação do túnel de Yacambú-Quíbor a que estão sujeitos projetistas e construtores.

Frente a essa elevada complexidade, também possivelmente encontradas em outras obras, o acesso ao maior número possível de documentos (licitação, relatórios de consultores, dentre outros) é realmente aconselhável na tentativa de uma melhor contextualização do túnel de Yacambú-Quíbor. A partir dessas informações, ficou evidente que as análises do túnel deveriam considerar as seguintes condições:

- A cobertura topográfica dos setores de emboque e desemboque analisados nesse estudo está entre 1.058,01 e 1.289,28 m (Figura 5.1). Contudo, evidências sugerem que as tensões “*in situ*” tendem a ser menores a essas profundidades que os valores indicados pela teoria. Dessa forma, o túnel não apresenta altas variações das tensões “*in situ*”, como sugerido por sua variação da cobertura topográfica. Assim, da longa experiência de projetistas e construtores envolvidos na escavação do túnel de Yacambú-Quíbor, se observa que o estado de tensões “*in situ*” se encontra a aproximadamente 29 MPa. Além disso, se observa que, se caso o maciço rochoso apresentar GSI menor que 30, o seu valor de k_0 tende a um ($k_0 = 1$), porém, quando GSI é maior que 30, o valor de k_0 tende a 1,17 ($k_0 \approx 1,17$);
- Em um de seus inúmeros relatórios para o construtor do túnel, Hoek emite sua opinião a respeito de como deve ser dirigida a calibração do modelo numérico do túnel: *“O uso de baixos valores para a resistência da rocha intacta (σ_{ci}) e o GSI poderá penalizar o maciço rochoso duas vezes, dessa forma gerando um valor irreal abaixo da verdadeira resistência do maciço rochoso. Felizmente, no caso do túnel de Yacambú-Quíbor, os vários anos de experiência acumulados a respeito do seu comportamento, nos capacita a calibrar a resistência do maciço rochoso para certo grau de certeza. Portanto, recomendo que o parâmetro que deva ser variado nessa calibração seja a resistência da rocha intacta (σ_{ci}), visto que isso será lógico de um ponto de vista mecânico e de sua ampla significância numérica sobre a estimativa da resistência do maciço rochoso”*;
- De acordo com Ladanyi (1974), as propriedades do maciço rochoso tendem a ser alteradas com o tempo, devido a uma série de fatores como o intemperismo do maciço rochoso e a fluência de sua rocha. Eventualmente, após um longo período, ou durante a vida de projeto de uma obra subterrânea, as propriedades do maciço rochoso e de sua rocha podem ser reduzidas. No âmbito do túnel de Yacambú-Quíbor, diversas evidências sugerem que a resistência de seu maciço rochoso decresce com o tempo. Essa redução pode ser fruto da deterioração física e química da rocha constituinte do maciço rochoso, com conseqüente propagação de deformações da rocha, e as constantes mudanças das condições do lençol freático ao longo do túnel. Tal questão foi intensamente discutida em Novembro de 2003

durante visita ao túnel de um corpo de consultores internacionais. Assim, do consenso geral, se decidiu que a maneira simples e viável para analisar essa questão, é a redução da resistência da rocha intacta por um fator igual a 2 (dois), ou seja, a resistência da rocha intacta sofreria uma redução a longo prazo de cinquenta por cento;

- Já em Novembro de 2004, Hoek (consultor independente), Corkum (Rocscience Inc.), Diederichs (Queen's University) e Carranza-Torres (Itasca) realizaram inspeções nas duas frentes de serviços do túnel (emboque e desemboque) e constaram em ambas as frentes a pobre qualidade do filito grafitoso, cujo GSI foi estimado em 25. Posteriormente, em encontro com o construtor, se discutiu as más condições excepcionais observadas nas duas frentes, onde os valores para σ_{ci} são difíceis de serem estimados. Ao final, se constatou que um razoável valor médio do filito grafitoso sem perturbações se encontraria entre 20 e 25 MPa, onde valores significativamente menores não correspondem aos obtidos em retroanálises. Finalmente, se definiu que o valor a ser usado durante o projeto do sistema de suporte deveria ser maior do que o determinado a partir de amostras do filito grafitoso, as quais estão sujeitas à elevada variação na orientação da foliação (mesmo em pequenas amostras) e à intrusão de lentes de silício bastante resistentes.

Conhecidos os tópicos anteriores coletados dos documentos de licitação da obra, bem como dos relatórios técnicos emitidos por consultores, se iniciou a definição do estado de tensões vigente na escavação do túnel de Yacambú-Quíbor. Essa tarefa foi desenvolvida em cada trecho de ambos os setores do túnel, ou seja, setor de emboque e desemboque. Desse modo, as considerações expostas no primeiro tópico foram aplicadas, o que resultou nos valores apresentados na Tabela 5.5. Além disso, a tabela também apresenta o ângulo (θ) entre a direção da tensão principal maior (σ_1) e o plano horizontal, cujo valor é facilmente justificado pela composição filítica e a grande xistosidade do maciço rochoso do túnel.

Tabela 5.5 – Dados gerais do estado de tensões utilizados nessa pesquisa.

<i>Setor</i>	<i>Trechos</i>	<i>GSI *</i>	<i>Estado de Tensões</i>				
			σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_3 (MPa)	k_o	θ^{**}
Emboque	A / C / E	> 30	34	29	29	1,17	35
	B / D / F / G	< 30	29	29	29	1	35
Desemboque	A / C / G	< 30	29	29	29	1	35
	B / D / E / F / H	> 30	34	29	29	1,17	35

* Valores nos Apêndices B e C. ** Ângulo entre a direção da tensão principal maior e o plano horizontal.

5.3. SISTEMA DE SUPORTE

Durante os anos de escavação do túnel de Yacambú-Quíbor, o seu sistema de suporte tem sido foco de freqüentes debates. Isso, devido à elevada complexidade construtiva e conseqüente necessidade de estabilidade do túnel. Essencialmente, a problemática de estabilização do túnel decorre das condicionantes geológicas locais, que usualmente geram esforços colossais transmitidos ao sistema de suporte. Esses, por sua vez, têm sua capacidade de carga sobrecarregada, portanto, resultando em elevados deslocamentos, tais como, os observados no processo de “squeezing” que destruiu o TBM em 1979.

Logo, como discutido acima, as sérias dificuldades construtivas e operacionais impostas pelos constantes problemas decorrentes do processo de “squeezing”, foram fundamentais para a concepção do sistema de suporte empregado nas análises numéricas dessa pesquisa. Essencialmente, o sistema de suporte é composto pela associação de três estruturas: cambotas, concreto projetado e concreto. Como apresentada na Figura 5.3, a completa instalação do sistema de suporte se dá em duas etapas denominadas de suporte primário e suporte secundário. Ambas as etapas serão mais bem descritas no item sobre a simulação numérica empregada na pesquisa. Entretanto, pode ser adiantado o que cada etapa abrangerá, ou seja:

- O suporte primário, imediatamente instalado após uma etapa de escavação, é composto por cambotas e concreto projetado;
- O suporte secundário, instalado após uma etapa de escavação, é composto pela associação entre o suporte primário e uma camada de concreto convencional.

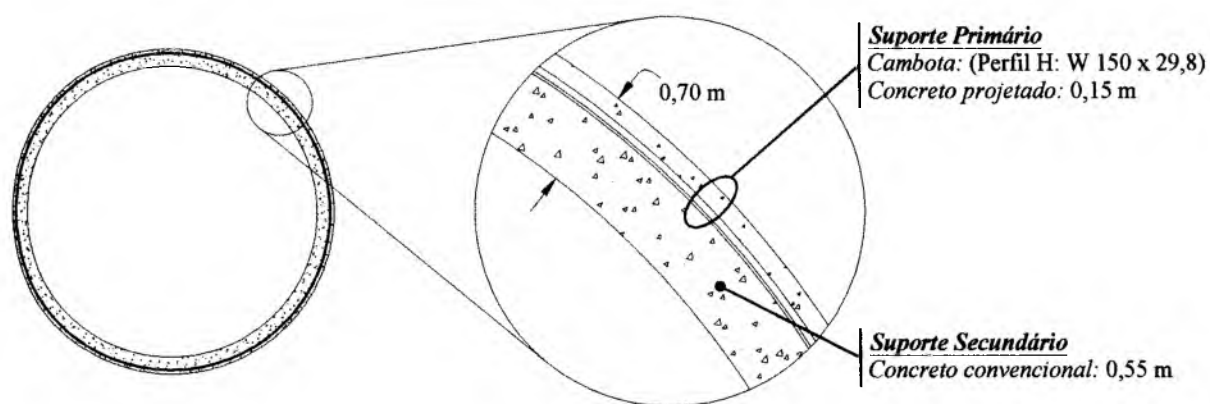


Figura 5.3 – Configuração geral do sistema de suporte composto empregado nas análises numéricas desta pesquisa.

Em linhas gerais, a Tabela 5.6 reúne as propriedades de cada estrutura constituinte do sistema de suporte, ou seja, cambota, concreto projetado e concreto convencional. Essas propriedades foram coletadas de fabricantes e dos relatórios da obra do túnel de Yacambú-Quíbor.

Tabela 5.6 – Propriedades gerais do sistema de suporte composto empregado nas análises.

<i>Propriedades</i>		<i>Cambota</i>	<i>Concreto Projetado</i>	<i>Concreto Convencional</i>
Módulo de deformação (MPa)		210.000	30.200	35.000
Coeficiente de Poisson – ν		0,2	0,25	0,25
Espessura (m)		-	0,15	0,55
Resistência à Compressão (MPa)	pico	-	40	40
	residual	-	35	35
Resistência à Tração (MPa)	pico	-	5	5
	residual	-	0	0
Área (m ²)		0,385	-	-
Momento de inércia (m ⁴)		1,74 x 10 ⁻⁵	-	-

5.4. ANÁLISES NUMÉRICAS

Em decorrência do grande potencial das análises numéricas, discutido no Capítulo 3, esta pesquisa totalizou 420 análises por meio da ferramenta numérica *Phase2 v. 6.0*. Caso tal número de análises fosse representado pelo tempo de trabalho demandado, esse seria igual a 42.480 minutos. Todavia, o tempo real de um trabalho desenvolvido segundo uma metodologia probabilística é bem maior, quando são consideradas as várias tentativas iniciais. Enfim, a Tabela 5.7 apresenta o número de arquivos gerados durante as análises dos trechos de cada setor estudado. Note que o setor de emboque e o de desemboque possuem sete e oito trechos, respectivamente. Portanto, por exemplo, para o trecho “A” do setor de emboque foram gerados 28 arquivos durante suas análises em um total de 2.832 minutos, ou seja, para todo o setor de emboque foram gerados 196 arquivos totalizando 19.824 minutos.

Tabela 5.7 – Número de análises numéricas realizadas por trecho de cada setor estudado, representadas pelo número de arquivos gerados.

<i>Estudo</i>	<i>Arquivos por Trecho em cada Setor</i>	<i>Tempo por Arquivo (min)</i>	
		<i>Modelagem e Cálculo</i>	<i>Aquisição dos Resultados</i>
Calibração da Ferramenta Numérica	6	50	6
FOSM	6	50	6
Rosenblueth	16	80	55

Configuração do computador utilizado: Pentium IV HT com memória RAM de 2.048 Mb.

O programa *Phase2* v. 6.0 (Rocscience, 2005), empregado nesta pesquisa, é um programa de elementos finitos bidimensional para análises de tensão-deformação, com aplicação voltada aos casos com várias etapas construtivas, tais como, túneis, barragens, estruturas de contenção, aterros reforçados etc. Essas estruturas poderão ser submetidas a carregamentos externos quaisquer, tais como, sismicidade, momento, carga concentrada ou distribuída, carregamento hidrostático etc. O programa possui várias opções de modelos constitutivos, incluindo *Cam-Clay*, *Cam-Clay Modificado* e *Drucker-Prager*, bem como os critérios de ruptura de *Mohr-Coulomb*, *Hoek-Brown* (original) e *Hoek-Brown Generalizado* (utilizado na pesquisa).

O estado de tensões poderá ser do tipo gravitacional ou constante. O primeiro é utilizado para análises em pequena profundidade com relação ao diâmetro do túnel, e sem interferência geométrica ou geológica para o desenvolvimento dos cálculos das tensões. O segundo se aplica a situações onde a profundidade não mais exerce influência sobre as tensões (σ_1 , σ_3 , σ_z), como no caso de túneis profundos, bem como para análises em que a rotação das tensões principais seja importante. A malha de elementos finitos possui três tipos de geração: graduada, uniforme e radial. A primeira apresenta uma melhor discretização da malha próximo a detalhes modelados (aberturas, tirantes etc.), a segunda ignora esses detalhes gerando uma malha uniforme em toda região e a terceira apresenta uma malha com geração radial. Os elementos disponíveis se dividem entre triangulares (3 ou 6 nós) e quadráticos (4 ou 8 nós).

O programa *Phase2* v. 6.0 utiliza o elemento do tipo viga na atribuição das propriedades do suporte, onde esse elemento assumirá características de concreto projetado ou convencional, perfil em aço, geossintéticos (somente com propriedades axiais) e outros. O usuário possui a sua disposição um sistema de suporte simples ou composto:

- O primeiro consiste de uma simples camada, onde o elemento de viga estará completamente solidarizado a rocha ou solo, ou seja, sem a possibilidade de deslizamento entre o elemento e a rocha ou solo;
- O segundo confere a possibilidade de associação entre vários tipos de sistemas de suporte (com limite de quatro), onde cada sistema deverá ter suas propriedades definidas e posteriormente aplicadas em seu respectivo estágio de construção. Para o sistema de suporte composto, um dos sistemas poderá ser modelado a fim de permitir o deslizamento entre as interfaces.

5.4.1. TRABALHOS INICIAIS

Durante os trabalhos iniciais, uma série de tarefas deve ser realizada com o objetivo focado na representatividade numérica do caso a ser estudado. Para isso, essa série de tarefas se divide em três estágios, ou seja, simulação numérica, definição da malha de elementos finitos e calibração da ferramenta numérica.

5.4.1.1. SIMULAÇÃO NUMÉRICA

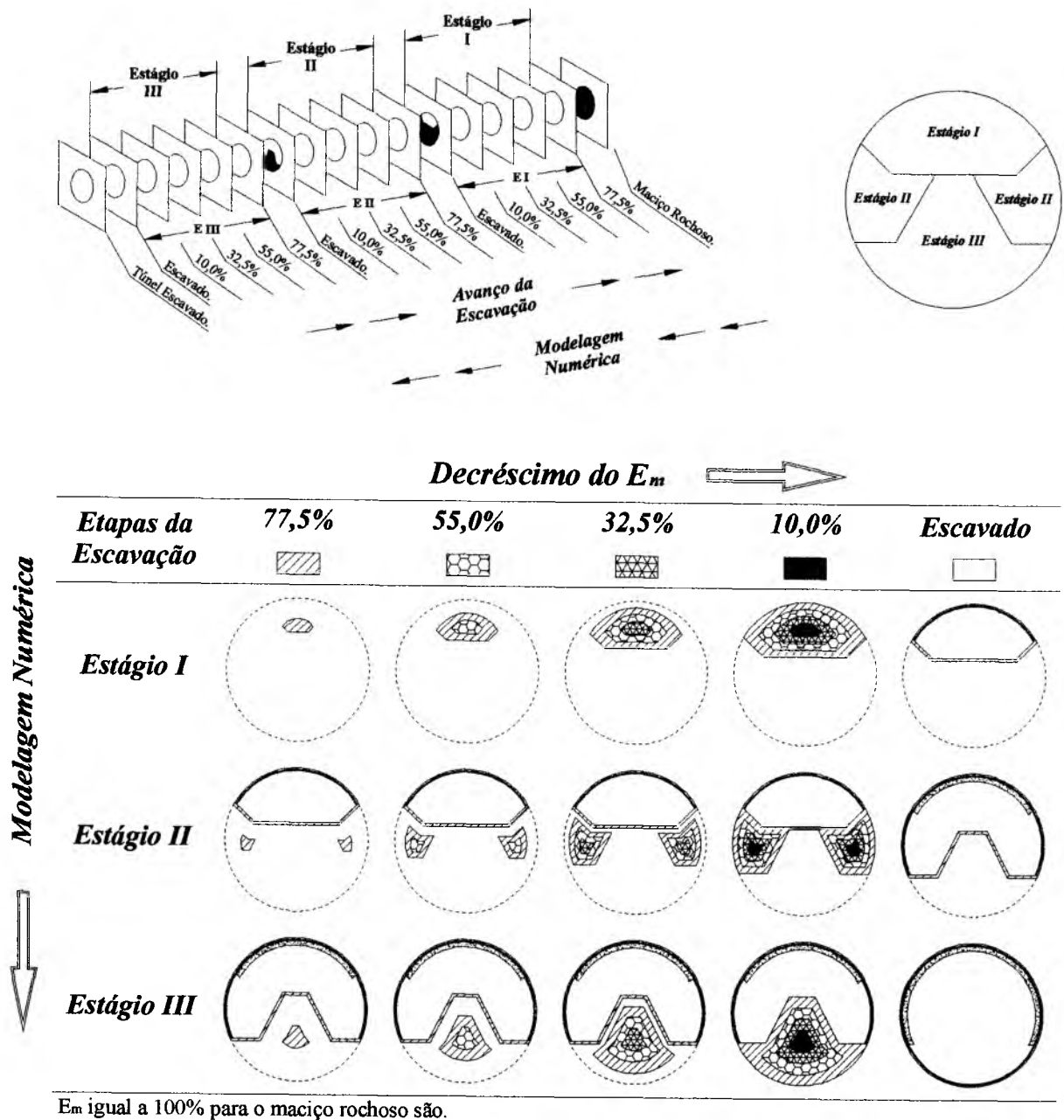
A simulação numérica se desenvolveu por meio da proposta de Swoboda em 1979. Segundo diversos pesquisadores (Schikora & Ostermeier 1988, Karakus 2007), a proposta de Swoboda somente se aplica aos estudos realizados por meio de ferramentas numéricas bidimensionais, tal como nesta pesquisa. De acordo com a proposta, simultaneamente ao avanço da simulação numérica, o módulo de deformabilidade de toda a face de escavação deverá ser continuamente reduzido, somente cessando no momento em que a face de escavação for totalmente escavada. Enfim, essa redução poderá ser controlada pela equação a seguir:

$$E_{\text{face}} = \xi E_m \quad (5.1)$$

onde: E_{face} é o módulo de deformabilidade da face de escavação; ξ é o fator de redução do E_m e; E_m é o módulo de deformabilidade do maciço rochoso.

Todavia, esta pesquisa propõe uma simples alteração na proposta original de Swoboda. Contrapondo-se à idéia de ser aplicada a redução em toda a face de escavação, esta pesquisa propõe redução somente no núcleo da face de escavação. Assim, durante as seguidas reduções do módulo de deformabilidade do núcleo da face de escavação, o valor anterior deverá ser repassado às regiões adjacentes ao núcleo da face. Portanto, como demonstrado na Figura 5.4, o lento efeito de aproximação de qualquer escavação subterrânea estará sendo simulado.

Em seguida, a modelagem numérica da escavação do túnel de Yacambú-Quíbor foi realizada pela parcialização da seção. Dessa forma, a seção do túnel foi dividida em três estágios de escavação: abóbada, paredes laterais e piso. Em cada estágio, a modelagem numérica se desenvolveu pela contínua redução do módulo de deformabilidade do núcleo do estágio. Essa redução, por um fator de 22,5%, se iniciava em um maciço rochoso intacto ($E_m = 100\%$) até o momento imediatamente anterior a escavação do respectivo estágio ($E_m = 10\%$). A respeito da seqüência de instalação do sistema de suporte, essa ocorria da seguinte forma, sempre ao final de um estágio era instalado o seu respectivo suporte primário, a qual recebia um reforço de concreto convencional (suporte secundário) ao final do estágio seguinte.



Túnel Escavado

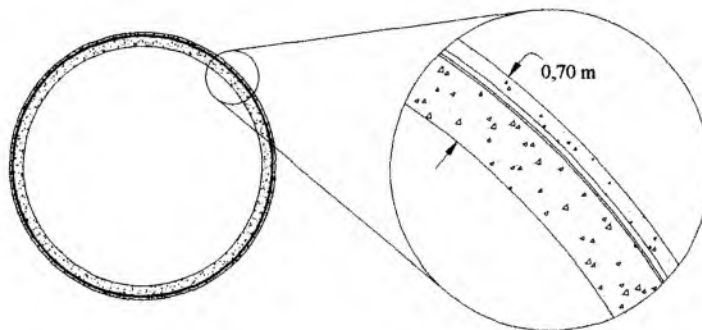


Figura 5.4 – Estágios da modelagem numérica, onde estão compreendidos as seqüências de escavação e instalação do sistema de suporte.

5.4.1.2. DEFINIÇÃO DA MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

Durante o estudo para a definição da malha de elementos finitos, a atenção se concentrou na eliminação dos possíveis resultados influenciados por uma região de contorno restritiva. Com esse propósito, a definição da malha otimizada de elementos finitos se desenvolveu a partir de uma extensa e exaustiva série de tentativas e erros. Essa série foi realizada por meio de simulações numéricas com a malha possuindo dimensões entre 04 (quatro) e 100 (cem) diâmetros medidos a partir da parede do túnel. Além disso, a malha era constituída por elementos triangulares com três e seis pontos nodais. Assim, após a construção do gráfico da Figura 5.5, se verificou que uma malha de elementos finitos com dimensão mínima de 35 (trinta e cinco) diâmetros já seria perfeitamente aceitável. Tal fato devido, por exemplo, à existência de uma clara tendência de estabilização nos resultados da extensão da zona plástica. Por fim, a geração automatizada da malha deve ter contribuído para a ocorrência de valores adversos nos estudos a 30 e 45 diâmetros.

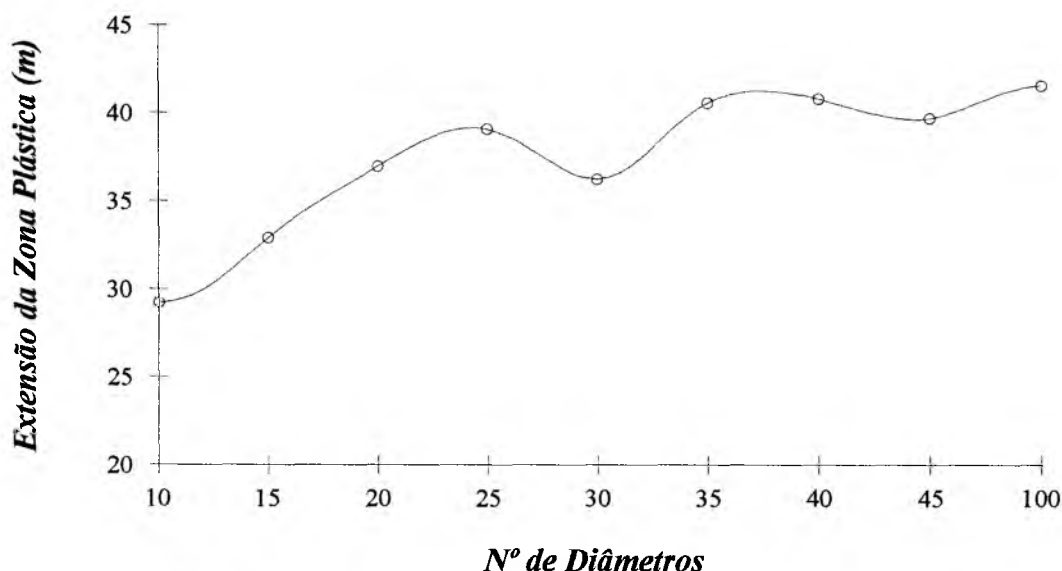


Figura 5.5 – Evolução da extensão da zona plástica em função do aumento do diâmetro da malha de elementos finitos.

Em decorrência do estudo de definição da malha de elementos finitos descrito acima, se determinou uma malha formada por 6.998 elementos triangulares de seis nós, o que totaliza 14.117 pontos nodais. Finalmente, a Figura 5.6 apresenta as seguintes características:

- A dimensão adotada para a malha de elementos finitos;
- O nível de refinamento de seus elementos triangulares com seis nós;
- As condições de contorno consideradas durante as análises;
- Diâmetro do túnel igual a 5,20 m.

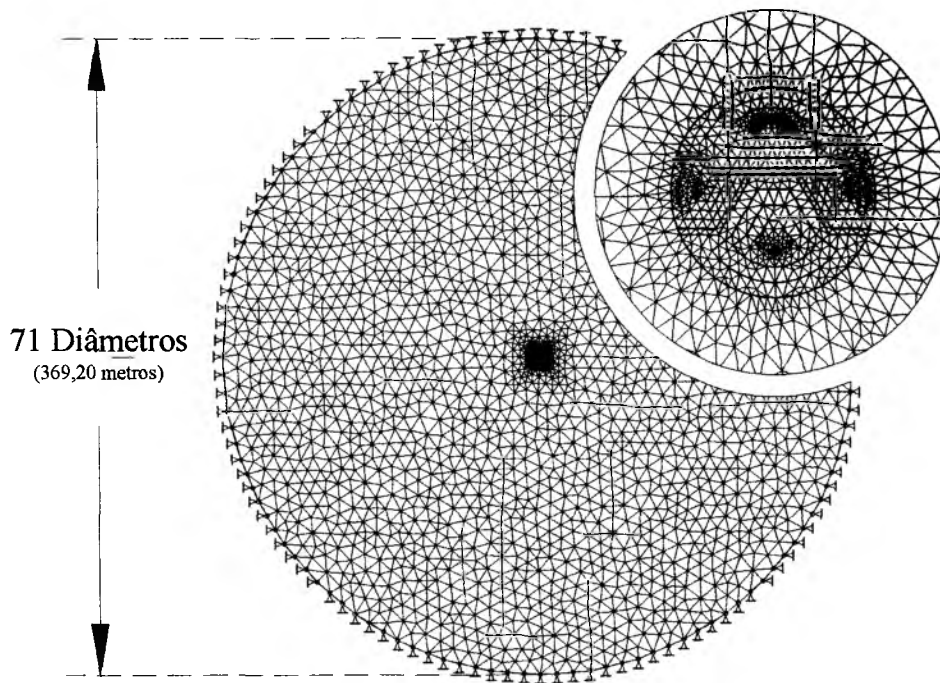


Figura 5.6 – Malha de elementos finitos empregada nas análises numéricas composta por 6.998 elementos triangulares de 06 nós, totalizando 14.117 pontos nodais.

5.4.1.3. CALIBRAÇÃO DA FERRAMENTA NUMÉRICA

Como discutido no Capítulo 3, geralmente a calibração de análises numéricas é realizada por meio de retroanálises ou a partir de medidas coletadas em campo. Contudo, como mencionado, a calibração da ferramenta numérica *Phase2 v. 6.0* foi realizada por meio de comparações entre a curva de reação do maciço (CRM) obtida no *Phase2 v. 6.0* e a curva teórica, desenvolvida por Hoek e apresentada em vários relatórios internos do Sistema Hidráulico Yacambú-Quíbor C.A. Esse procedimento foi somente adotado em decorrência da escassez de informações a respeito dos deslocamentos observados na escavação do túnel. Tais informações, quando disponíveis, não transmitiam a confiança necessária de seus valores, devido ao precário programa de medições dos deslocamentos do túnel que eram, na sua esmagadora maioria, realizadas após a ocorrência de um alto nível de deslocamentos. Assim, as curvas numéricas de reação do maciço, a curto e longo prazo, foram calibradas por meio apenas da variação do valor da resistência da rocha intacta (σ_{ci}). Portanto, a Figura 5.7 e a Figura 5.8 apresentam os resultados da calibração dos trechos de ambos os setores. Além disso, a Tabela 5.8 reúne os valores utilizados nas análises numéricas. Os valores dos parâmetros do critério de ruptura generalizado de Hoek-Brown e módulo de deformabilidade, que resultaram nos valores da Tabela 5.8, estão contidos nos Apêndices B e C. Esses apêndices ainda mostram os valores de desvio padrão usados na metodologia de Rosenblueth.

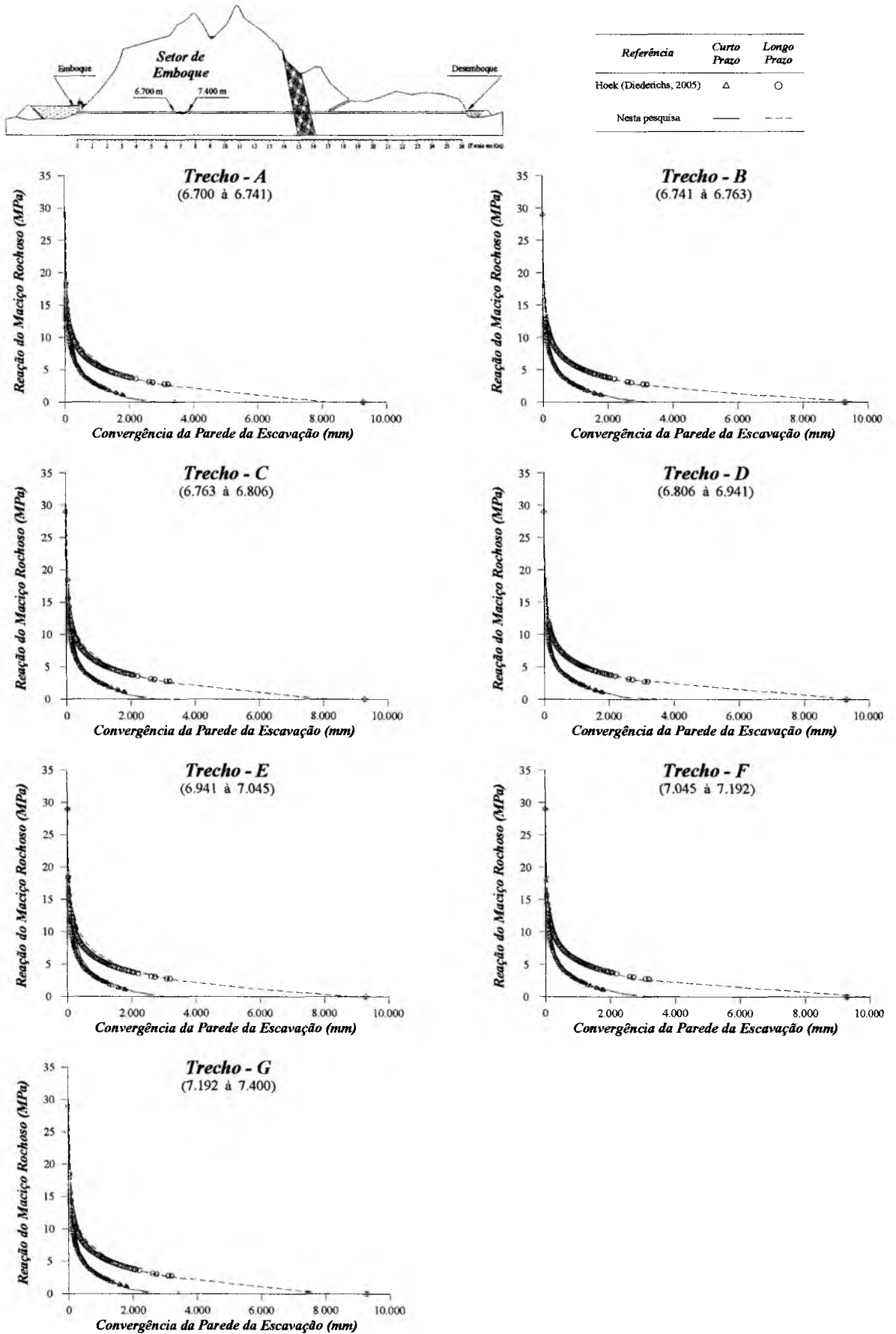


Figura 5.7 – Calibração do programa Phase2 v. 6.0 para os trechos do setor de emboque.

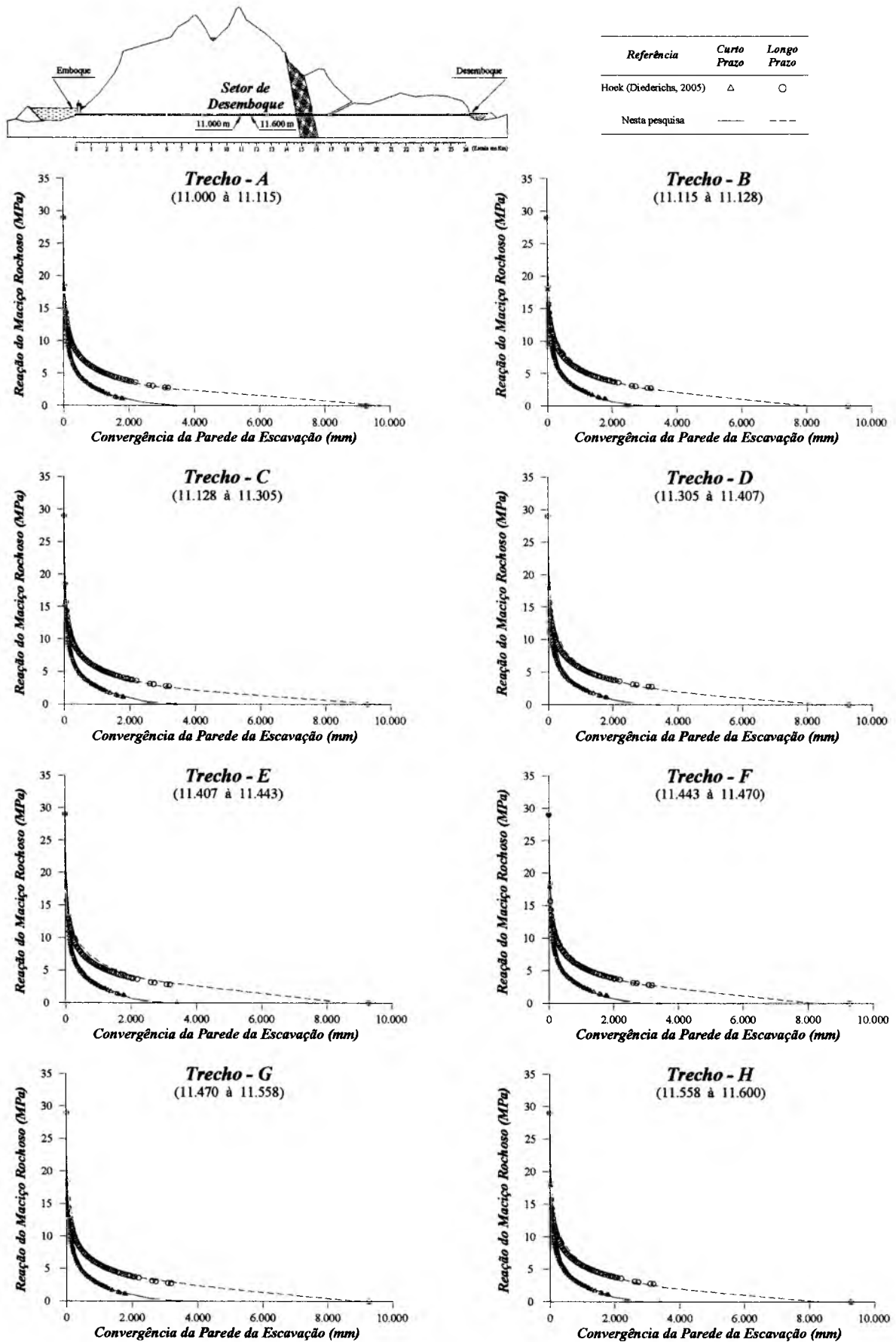


Figura 5.8 – Calibração do programa *Phase2* v. 6.0 para os trechos do setor de desemoque.

Tabela 5.8 – Valores empregados nas análises numéricas.

Setor	Trecho	m_b	s	a	σ_{ci} (MPa)		Fator de Distúrbio (D)	E_m^{**} (MPa)
					Curto Prazo	Longo Prazo*		
Emboque	A	0,433	0,00045	0,511	34	17	0,50	1.166
	B	0,392	0,00019	0,524	40	20	0,25	779
	C	0,472	0,00035	0,518	31	15,5	0,25	1.201
	D	0,484	0,00023	0,532	26	13	0	1.092
	E	0,396	0,00039	0,514	39	19,5	0,50	1.027
	F	0,385	0,00019	0,526	41	20,1	0,25	784
	G	0,468	0,00019	0,534	29	14,5	0	1.009
Desemboque	A	0,474	0,00027	0,534	27	13,5	0	1.090
	B	0,421	0,00050	0,517	35	17,5	0,50	1.197
	C	0,446	0,00020	0,538	33	16,5	0	906
	D	0,434	0,00029	0,521	38	19	0,25	1.015
	E	0,492	0,00069	0,510	24	12	0,50	1.518
	F	0,526	0,00049	0,515	24	12	0,25	1.520
	G	0,540	0,00038	0,526	19	9,5	0	1.474
	H	0,447	0,00029	0,519	36	18	0,25	1.047

* 50% do valor de curto prazo. ** Calculado a partir da Equação 2.5 (Hoek & Diederichs, 2006).

5.4.2. RESULTADOS

Com o término das etapas iniciais da *metodologia probabilística de previsão* (conceitos teóricos e casos de estudo), os trabalhos prosseguiram com a etapa de análises numéricas. Os resultados dessas análises induzirão o prévio conhecimento da extensão e forma da zona plástica, objetivo central dessa pesquisa. Porém, devido à elevada complexidade do túnel de Yacambú-Quíbor, outros estudos foram realizados no desenrolar das análises numéricas, tais como, a convergência do túnel e o potencial de ocorrência do processo de “squeezing”.

5.4.2.1. CONVERGÊNCIA DO TÚNEL

A convergência do túnel de Yacambú-Quíbor demonstrou possuir um elevado nível de incidência, cuja evolução é extremamente rápida e intensa. De acordo com Diederichs (2005), Hoek (consultor do túnel) baseando-se em seus anos de experiência acerca da obra, destaca que a completa convergência da seção do túnel de Yacambú-Quíbor ($u_r = 100\%$) ocorre a uma distância de 15 m atrás da face de escavação. Assim, se estudou o nível de convergência da

seção do túnel de Yacambú-Quíbor, após um avanço de 0,80 m da escavação do túnel (Tabela 5.9). Os resultados do estudo constatarem uma convergência da seção original (5,20 m) em cerca de 50 e 60% para análises de curto e longo prazo, respectivamente. Tal fato reforça a importância de uma rápida instalação do sistema de suporte, discutida por Hoek (2001), além de minuciosas avaliações do arranjo da face de escavação e do sistema de suporte, quando a velocidade requerida de instalação desse sistema não for possível.

Tabela 5.9 – Características gerais do túnel, tipo de rocha e avanço da escavação, dos trechos dos setores de emboque e desemboque.

<i>Setor</i>	<i>Trechos</i>	<i>Características Gerais do Túnel</i>		
		<i>GSI*</i>	<i>Tipo de Rocha **</i>	<i>Avanço da Escavação (m) **</i>
Emboque	A / C / E	> 30	D1	0,80
	B / D / F / G	< 30	D2	0,80
Desemboque	A / C / G	< 30	D2	0,80
	B / D / E / F / H	> 30	D1	0,80

* Valores contidos nos Apêndices B e C. ** Consultar Tabela 4.2.

Em linhas gerais, o estudo do nível de convergência do túnel de Yacambú-Quíbor se realizou segundo o procedimento de trabalho proposto por Carranza-Torres & Fairhurst (2000). Basicamente, esse procedimento utiliza o perfil de deformação longitudinal (PDL) e a curva de reação do maciço (CRM), porém, em casos especiais, é perfeitamente possível a utilização da curva de confinamento do sistema de suporte (CCS). Enfim, o procedimento, esquematicamente representado na Figura 5.9, é compreendido pelos seguintes estágios:

- Construção do perfil de deformação longitudinal (PDL);
- Construção da curva de reação do maciço (CRM) e da curva de confinamento do sistema de suporte (CCS), quando necessária;
- Construção de um gráfico linear auxiliar, onde os eixos das abscissas e das ordenadas representem os valores de convergência da parede da escavação;
- Arranjo dos gráficos pertinentes ao estudo, tal como, demonstrado na Figura 5.9;
- No eixo das abscissas do PDL, deverá ser definida a posição de interesse com relação à face do túnel. Em seguida, a partir dessa posição, se traça uma linha vertical ascendente até ser tocado o PDL. Dessa forma, será definido o nível de convergência já ocorrida;

- Uma linha horizontal deve então ser traçada ao encontro do gráfico linear auxiliar. Para em seguida, uma nova linha vertical ser projetada sobre o gráfico da CRM. Por fim, o ponto obtido fornecerá o correspondente valor da carga de suporte do maciço rochoso.

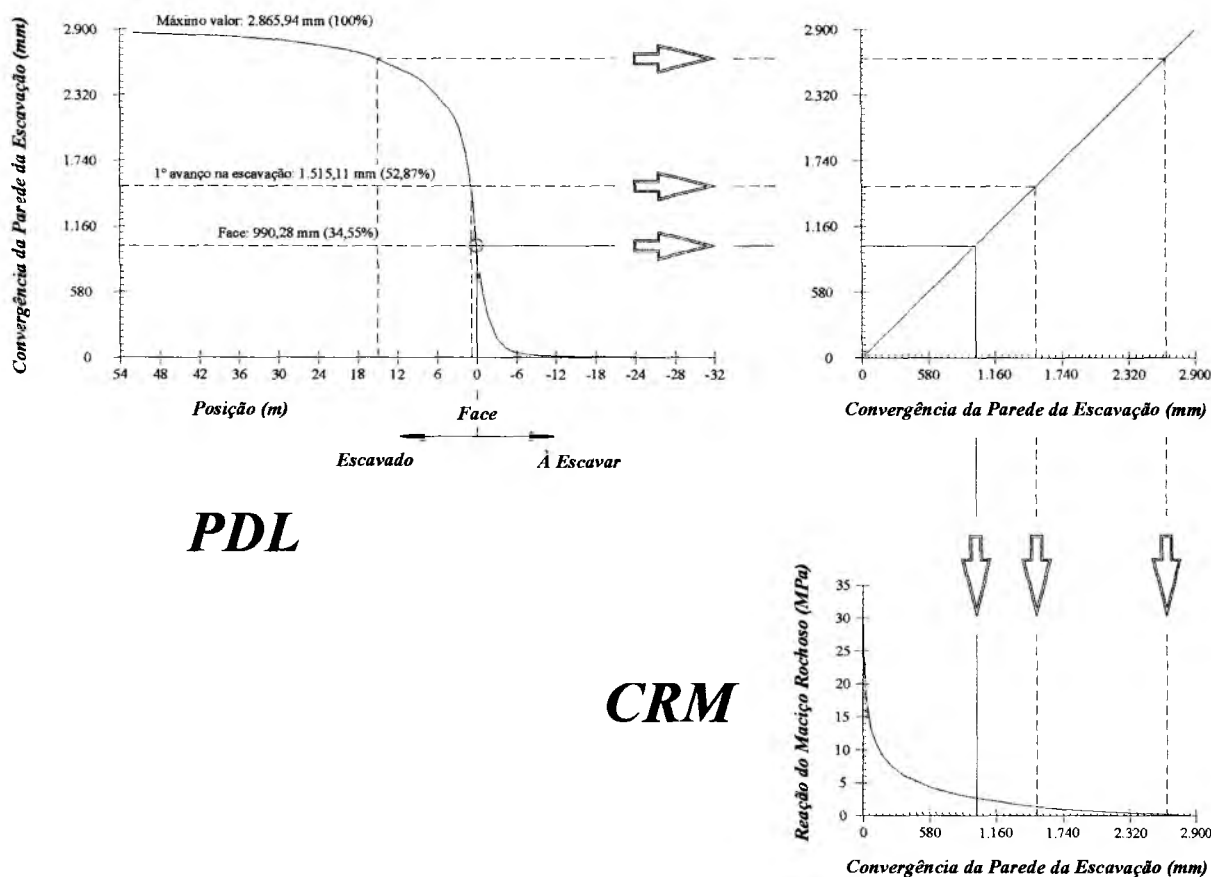


Figura 5.9 – Representação esquemática, proposta por Carranza-Torres & Fairhurst (2000), empregada na definição do nível de convergência do trecho “A” do setor de emboque.

Posteriormente, o procedimento discutido foi aplicado aos trechos trabalhados nessa pesquisa, cujos valores para o nível de convergência foram reunidos na Tabela 5.10. Da avaliação dos resultados, se constatou uma excepcional convergência da seção do túnel de Yacambú-Quíbor. De fato, tais respostas já eram esperadas, devido às sérias ocorrências construtivas do túnel descritas nos documentos da obra, tal como exposto no Capítulo 4. Entretanto, a magnitude dos valores das análises de curto prazo é realmente surpreendente, pois uma convergência superior a 50% da seção transversal original (5,20 m) do túnel de adução de Yacambú-Quíbor implica na completa perda funcional do túnel. Finalmente, também surpreendentes são os valores observados nas análises hipotéticas de longo prazo, onde os valores de convergência após um avanço da escavação, virtualmente superaram a própria seção do túnel.

Tabela 5.10 – Resumo dos resultados da avaliação do nível de convergência, para análises de curto e longo prazo, das paredes do túnel de Yacambú-Quíbor.

Setor	Trecho	Curto Prazo (mm)			Longo Prazo (mm)		
		δ_{rmax}	$\delta_{0,80}$	δ_{Face}	δ_{rmax}	$\delta_{0,80}$	δ_{Face}
Emboque	A	2.865,94 (100%)	1.515,11 (52,9%)	990,28 (34,6%)	8.156,15 (100%)	5.042,49 (52,9%)	3.172,01 (34,6%)
	B	3.291,50 (100%)	1.705,04 (51,8%)	1.145,48 (34,8%)	9.844,21 (100%)	5.832,88 (59,3%)	3.829,93 (38,9%)
	C	2.968,21 (100%)	1.555,26 (52,4%)	889,67 (30,0%)	8.311,95 (100%)	5.169,96 (62,2%)	3.403,02 (40,9%)
	D	3.431,83 (100%)	1.832,48 (53,4%)	1.195,25 (34,8%)	9.524,03 (100%)	5.982,28 (62,8%)	3.720,98 (39,1%)
	E	3.049,48 (100%)	1.597,93 (52,4%)	1.057,88 (34,7%)	8.844,06 (100%)	5.431,76 (61,4%)	3.491,03 (39,5%)
	F	3.355,22 (100%)	1.744,54 (52,0%)	1.042,26 (31,1%)	9.968,53 (100%)	5.946,50 (59,7%)	3.984,60 (40,0%)
	G	3.348,74 (100%)	1.783,58 (53,3%)	1.168,23 (35,0%)	9.638,15 (100%)	6.102,58 (63,3%)	3.889,64 (40,4%)
Desernboque	A	3.434,23 (100%)	1.847,62 (53,8%)	1.148,36 (33,4%)	9.782,44 (100%)	6.202,58 (63,4%)	3.831,90 (39,2%)
	B	3.008,83 (100%)	1.591,24 (52,9%)	1.006,93 (33,5%)	8.044,05 (100%)	5.075,12 (63,1%)	3.521,48 (43,8%)
	C	3.475,73 (100%)	1.835,89 (52,8%)	1.209,02 (34,8%)	9.783,41 (100%)	5.983,90 (61,2%)	3.811,77 (39,0%)
	D	2.992,10 (100%)	1.564,08 (52,3%)	1.017,33 (34,0%)	8.520,36 (100%)	5.190,44 (60,9%)	3.434,32 (40,3%)
	E	3.035,01 (100%)	1.660,27 (54,7%)	1.135,05 (37,4%)	8.618,52 (100%)	5.619,19 (65,2%)	3.643,21 (42,3%)
	F	2.866,60 (100%)	1.561,24 (54,5%)	1.025,67 (35,8%)	8.167,42 (100%)	5.261,09 (64,4%)	3.310,62 (40,5%)
	G	3.638,37 (100%)	2.012,43 (55,3%)	1.328,72 (36,5%)	9.073,03 (100%)	5.919,24 (65,2%)	3.897,60 (43,0%)
	H	2.907,14 (100%)	1.520,80 (52,3%)	1.009,33 (34,7%)	8.439,75 (100%)	5.172,32 (61,3%)	3.524,00 (41,8%)

Embasado no exposto acima, a fragilidade do maciço rochoso do túnel de Yacambú-Quíbor se mostra evidente, bem como, a real necessidade das irrestritas medidas construtivas usualmente praticadas em maciços rochosos com tal comportamento. No que se refere às análises de longo prazo, essas são uma usual forma de avaliação do comportamento de uma estrutura qualquer durante sua vida de projeto, auxiliando na antecipação de indesejáveis eventualidades futuras. Logo, os valores das análises de longo prazo apresentados nessa pesquisa são meramente para a compreensão da fragilidade do comportamento do túnel de Yacambú-Quíbor. Por fim, tais efeitos não deverão ser observados, visto as altas pressões hidráulicas decorrentes da operação ininterrupta de adução do túnel.

5.4.2.2. PROCESSO DE “SQUEEZING”

Ao longo dos anos, diversos pesquisadores (Hoek 1999 e Hoek & Marinos 2000) vêm estudando os problemas decorrentes do processo de “squeezing”. Desses estudos, por exemplo, se constatou que um túnel escavado através de um maciço rochoso, com severo potencial de ocorrência do processo de “squeezing”, por si só, já necessitaria de um complexo estudo tridimensional. Isso se deve à severa instabilidade que sua frente de escavação estará sujeita. Semelhantemente, como observado na Figura 5.10, o túnel de Yacambú-Quíbor se encontra sujeito a um extremo potencial de desenvolvimento do processo de “squeezing”.

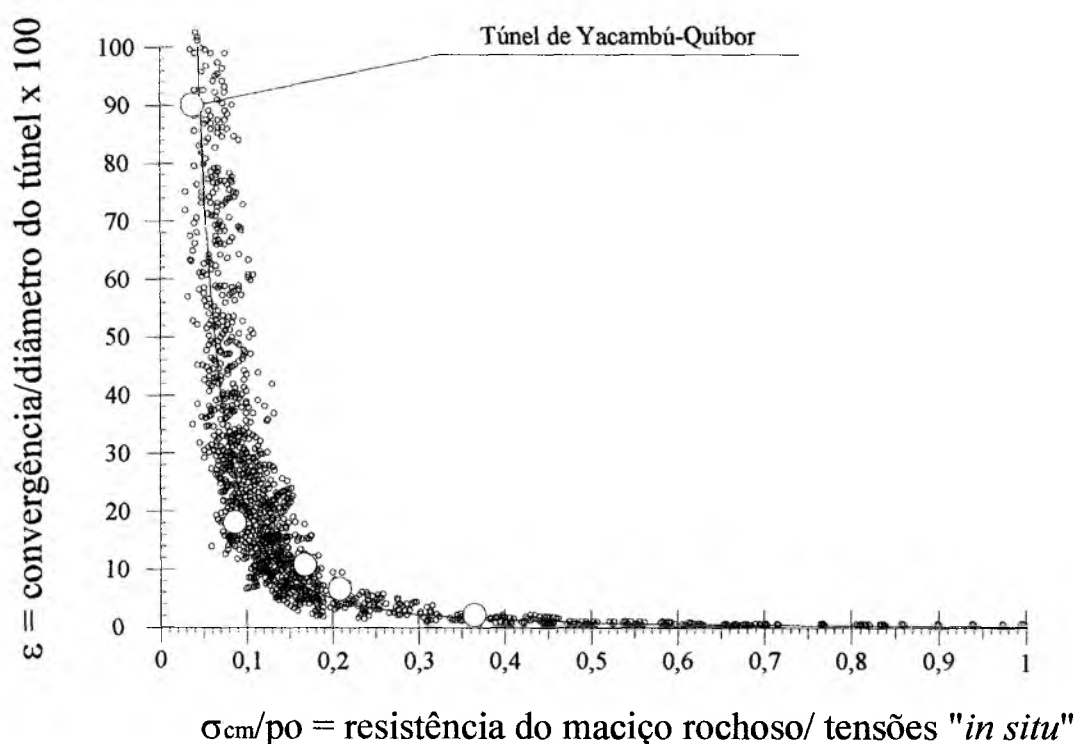
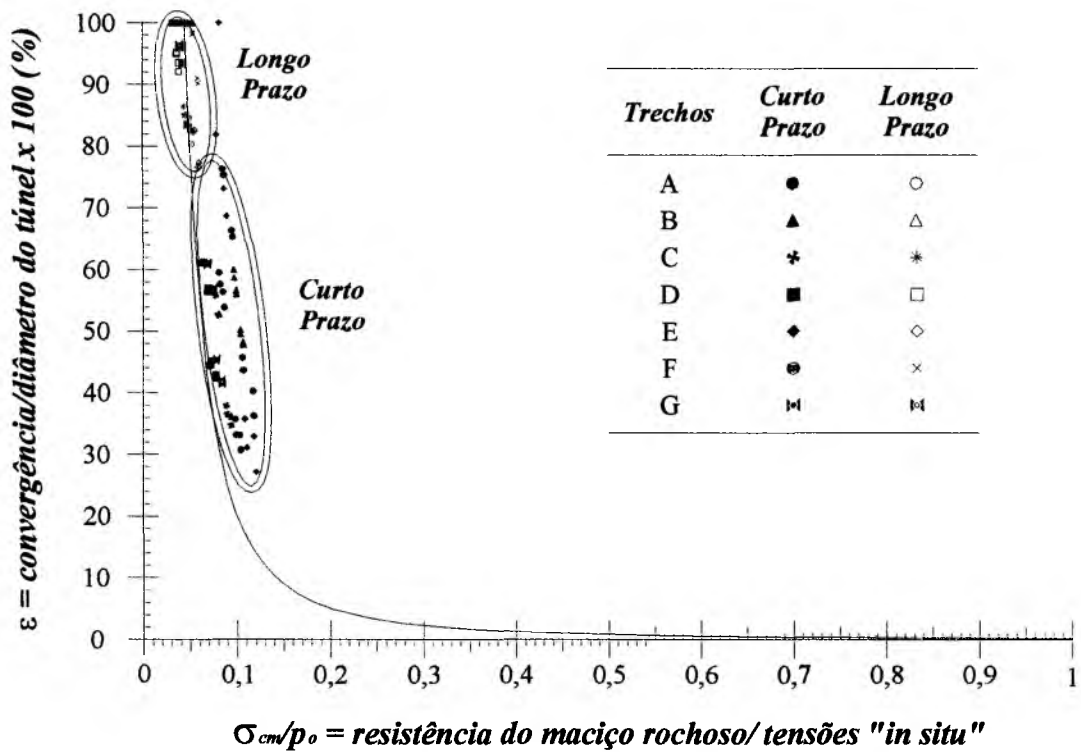
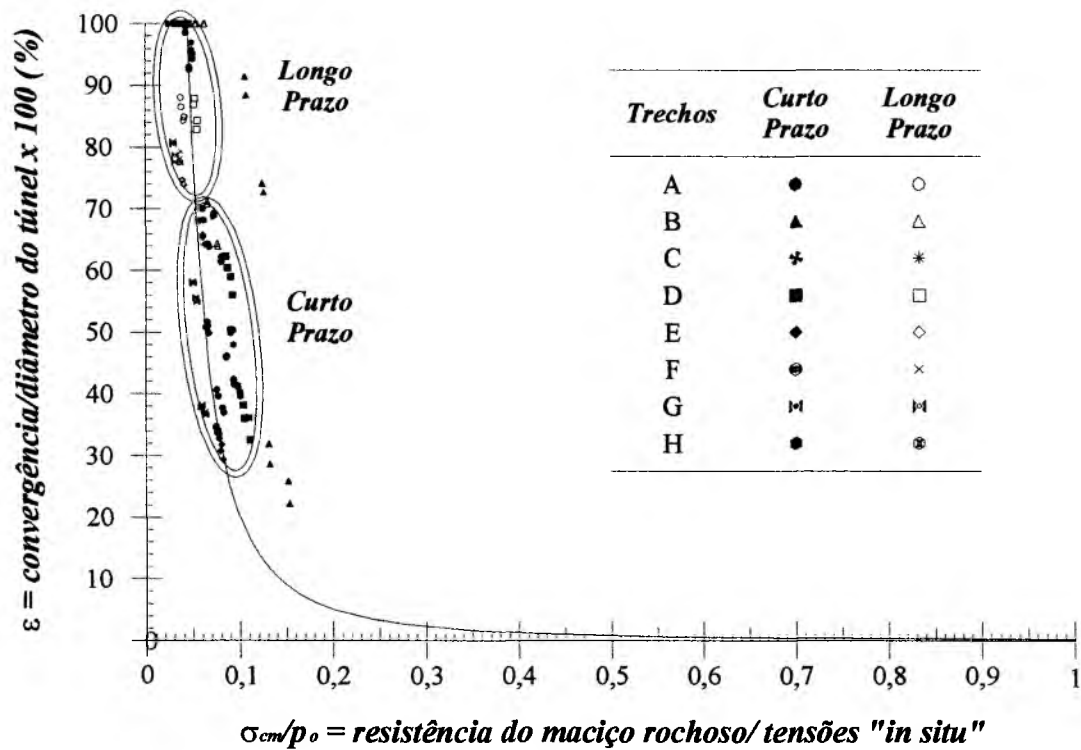


Figura 5.10 – Percentagem de convergência do túnel *versus* resistência do maciço em relação às tensões “*in situ*”: Casos históricos. (modificado – Hoek, 1999).

Em decorrência disso, esta pesquisa investigou o processo de “squeezing” em cada trecho dos setores de emboque e desemboque do túnel de Yacambú-Quíbor. Em linhas gerais, os resultados reforçam a necessidade da rápida instalação do sistema de suporte. Em virtude da severidade do processo de “squeezing”, o sistema de suporte deverá ser dividido em dois tipos: temporário e permanente. O primeiro responderá pela segurança da construção do túnel, ou seja, garantindo a proteção de sua face e teto. O segundo será responsável pela integridade do túnel durante sua operação. Finalmente, a Figura 5.11 apresenta os resultados das análises dos setores de emboque e desemboque.



(a)



(b)

Figura 5.11 – Avaliação da potencialidade do processo de “squeezing”,
(a) setor de emboque e (b) setor de desemboque.

5.4.2.3. COMPORTAMENTO DA ZONA PLÁSTICA

Inicialmente, se estudou uma maneira otimizada para a condução dos trabalhos de aquisição dos resultados oriundos das análises numéricas. A conclusão central desse estudo foi a viabilização de 08 (oito) linhas de controle, cujos pontos de aquisição dos resultados estariam espaçados na razão de um quarto do diâmetro do túnel, ou seja, espaçados em 1,30 m. Posteriormente, essas linhas de controle foram dispostas como apresentado na Figura 5.12. Simultaneamente, essas linhas foram divididas em dois sistemas de eixos, ambos denominados de eixos de controle. Assim, um sistema de eixos, composto pelas linhas de controle L1, L2, L3 e L4, foi posicionado paralelo às tensões principais maiores (σ_1 e σ_3), enquanto, o outro, constituído pelas linhas de controle L1', L2', L3' e L4', foi “rotacionado” em 45 graus no sentido anti-horário. Dessa maneira, se buscou abranger os resultados na direção das tensões principais maiores ($\theta = 35^\circ$), além daqueles na direção intermediária às tensões principais maiores ($\theta = 80^\circ$). Portanto, a extensão da zona plástica (foco dessa pesquisa) foi coletada a partir dos dois sistemas de eixos idealizados.

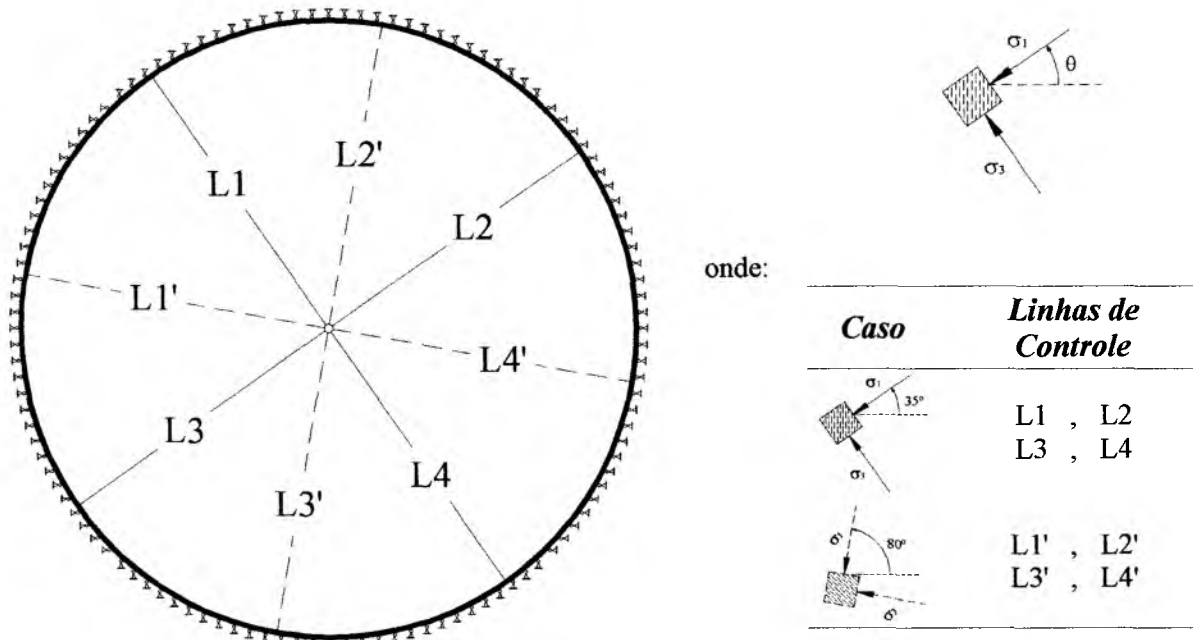


Figura 5.12 – Disposição das linhas de controle utilizadas na aquisição dos resultados.

Definido o processo de aquisição dos resultados, o estudo da zona plástica se desenvolveu a partir dos seguintes estágios: análises numéricas; definição das distribuições estatísticas e determinação da probabilidade de contorno.

Após a definição dos sistemas de eixos, se teve então início uma série de análises numéricas dos trechos de ambos os setores do túnel de Yacambú-Quíbor. Em virtude de a pesquisa ter estudado a zona plástica por meio de uma abordagem probabilística, todos os valores das variáveis estatísticas (m_b , s , a), introduzidos na ferramenta numérica *Phase2 v. 6.0*, seguiram as diretrizes de trabalho do método de Rosenblueth (Capítulo 2). Assim, em cada trecho analisado, as variáveis estatísticas produziram oito arquivos de cálculo ($2^n = 2^3 = 8$), cujos resultados gráficos foram posteriormente coletados e transferidos à ferramenta computacional AutoCAD (Autodesk, 2002). Com essa nova ferramenta, na direção de cada linha de controle, foi realizada a medida da extensão da zona plástica, desde a parede do túnel até o ponto de máxima extensão da zona plástica. Enfim, a Figura 5.13 exemplifica os resultados determinados por esse procedimento.

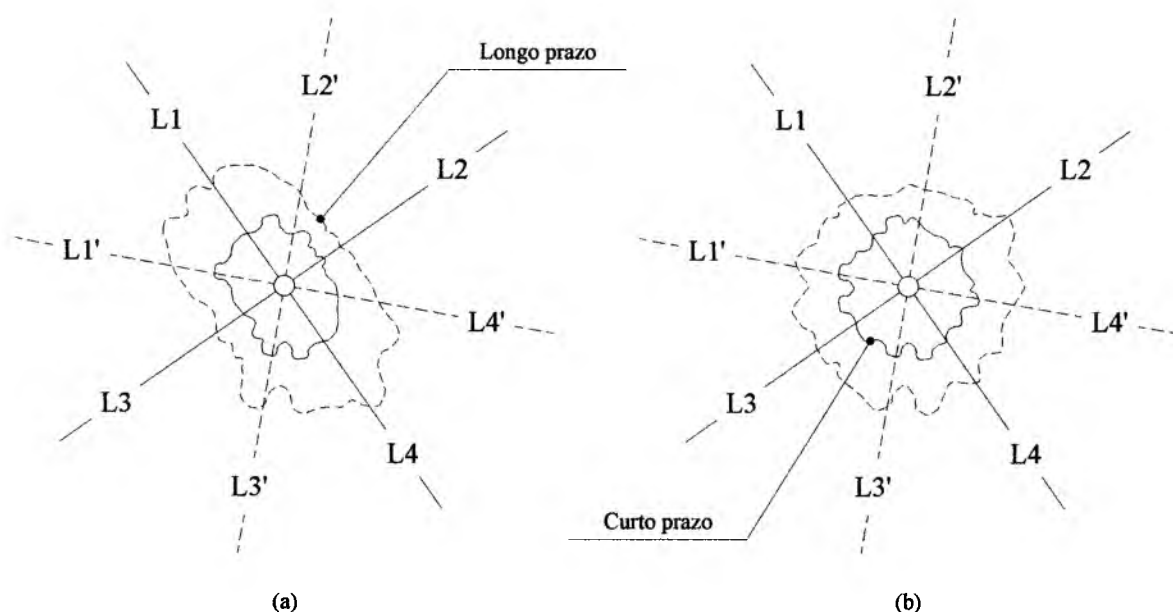


Figura 5.13 – Resultados obtidos da associação do programa *Phase2 v. 6.0* e AutoCAD, para o setor de emboque, onde: (a) representa o trecho “A” e (b) representa o trecho “B”.

Durante as diversas medições da extensão da zona plástica, seus valores foram cuidadosamente armazenados em planilhas eletrônicas e, logicamente, organizados por sua correspondente linha de controle. Previamente, essas planilhas foram programadas para investigarem as distribuições estatísticas representativas do comportamento da zona plástica na direção de cada linha de controle. Assim, o teste de Kolmogorov-Smirnov (Capítulo 2) – ou teste K-S – foi aplicado no ajuste de várias distribuições estatísticas, tais como, normal, log-normal, gama, exponencial e weibull. Finalmente, a Tabela 5.11 apresenta os resultados dessa investigação para as análises de curto prazo, assim como, a Tabela 5.12 demonstra os resultados para as análises de longo prazo.

Tabela 5.11 – Distribuições estatísticas, análise de curto prazo, obtidas por meio do teste K-S para a extensão da zona plástica nas linhas de controle e nos valores máximo e mínimo.

Setor Trecho	Valores		Linhas de Controle								
	Máx.	Mín.	Paralela à σ_1				45° à σ_1 (Anti-horário)				
			L1	L2	L3	L4	L1'	L2'	L3'	L4'	
Emboque	A	G	LN	N	LN	LN	N	G	LN	LN	N
	B	W	LN	LN	N	LN	LN	N	LN	LN	LN
	C	G	LN	LN	LN	N	LN	N	LN	LN	LN
	D	G	LN	N	LN	LN	G	LN	LN	G	LN
	E	G	LN	LN	LN	N	LN	N	LN	N	N
	F	G	LN	LN	N	LN	LN	G	N	N	N
	G	G	LN	N	LN	N	N	N	N	N	N
Desemboque	A	G	LN	LN	LN	N	N	LN	LN	N	LN
	B	G	LN	LN	LN	LN	LN	LN	LN	LN	LN
	C	G	LN	LN	LN	N	LN	LN	LN	LN	LN
	D	G	LN	LN	N	LN	LN	LN	LN	LN	N
	E	G	LN	N	LN	LN	LN	LN	LN	LN	LN
	F	G	LN	LN	LN	N	N	LN	LN	LN	LN
	G	G	LN	LN	LN	N	LN	LN	N	N	G
	H	G	LN	N	N	LN	N	LN	N	N	LN

Distribuição estatística: Normal (N), Log-normal (LN), Gama (G), Exponencial (E) e Weibull (W).

Tabela 5.12 – Distribuições estatísticas, análise de longo prazo, obtidas por meio do teste K-S para a extensão da zona plástica nas linhas de controle e nos valores máximo e mínimo.

Setor Trecho	Valores		Linhas de Controle								
	Máx.	Mín.	Paralela à σ_1				45° à σ_1 (Anti-horário)				
			L1	L2	L3	L4	L1'	L2'	L3'	L4'	
Emboque	A	G	LN	N	N	LN	LN	N	LN	G	LN
	B	G	LN	LN	N	LN	W	N	N	N	LN
	C	G	LN	LN	N	N	N	N	LN	LN	N
	D	G	LN	LN	N	LN	N	LN	W	LN	N
	E	G	LN	LN	LN	N	N	N	LN	LN	N
	F	G	LN	N	N	G	N	LN	LN	G	LN
	G	G	LN	LN	LN	N	N	N	LN	LN	N
Desemboque	A	G	LN	LN	LN	LN	LN	LN	LN	LN	G
	B	G	LN	LN	LN	LN	LN	LN	LN	LN	LN
	C	G	LN	LN	LN	LN	N	LN	LN	LN	LN
	D	G	LN	LN	N	LN	N	LN	N	N	LN
	E	G	LN	LN	LN	LN	LN	LN	LN	LN	LN
	F	G	LN	N	N	N	LN	N	N	N	N
	G	G	LN	LN	N	N	LN	LN	LN	N	LN
	H	G	N	N	LN	LN	N	LN	N	N	LN

Distribuição estatística: Normal (N), Log-normal (LN), Gama (G), Exponencial (E) e Weibull (W).

Conhecidas as distribuições estatísticas representativas do comportamento da zona plástica, se buscou então uma forma de determinar o ponto de máxima extensão da zona plástica. Conseqüentemente, se definiu que esse ponto seria dado pelo cálculo da probabilidade acumulada das distribuições estatísticas anteriormente tratadas. Desse modo, quando em um ponto qualquer, ao longo da linha de controle, a probabilidade acumulada igualava ou superava 95%, esse seria o ponto de máxima extensão da zona plástica. Assim, esse ponto estaria sendo obtido para um nível de significância (α) – nível de erro – igual ou inferior a 5%. Posteriormente, a probabilidade acumulada foi denominada de *probabilidade de contorno*, devido a sua específica contribuição na determinação do ponto de máxima extensão da zona plástica, ou seja, o máximo ponto de contorno da zona plástica na direção de cada linha de controle. Portanto, a utilização da probabilidade de contorno, peça chave na previsão da tendência geométrica da zona plástica, se fundamenta nas considerações descritas a seguir:

- O bom conhecimento da distribuição estatística representativa do comportamento da zona plástica ao longo de cada linha de controle é fator preponderante. A Figura 5.14, por exemplo, apresenta um túnel hipotético, onde a distribuição estatística normal descreve o comportamento de sua zona plástica na direção das linhas de controle. Sugere-se imaginar ainda que, ao longo de suas linhas de controle, em dado instante, o desenvolvimento da probabilidade de contorno igualará ou superará 95%, ou seja, o nível de significância observado será igual ou inferior a 5%. Um ponto importante é o posicionamento dos diversos valores da probabilidade de contorno, onde esses são definidos pelo afastamento em número de diâmetros do túnel a partir de sua parede. Essa pesquisa utilizou distância mínima e máxima de 01 e 10 diâmetros, respectivamente. Assim, a máxima expansão da zona plástica é medida em número de diâmetros do túnel, na direção das linhas de controle;

Probabilidade de Controle

Zona Plástica

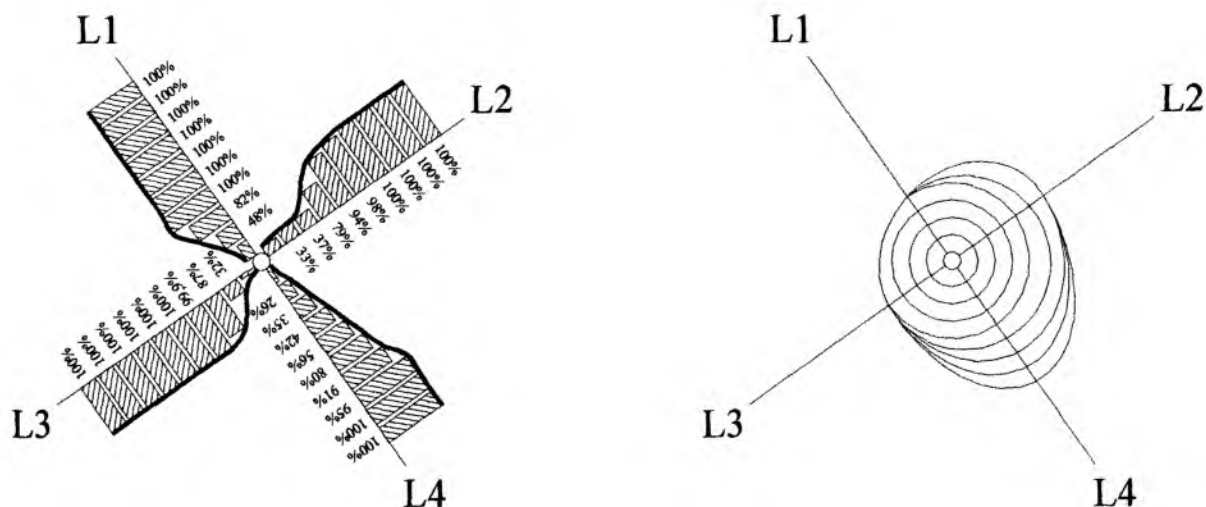


Figura 5.14 – Túnel hipotético que demonstra o emprego da probabilidade de controle.

- A otimização na disposição adotada para as linhas de controle (Figura 5.12) auxiliará na previsão da tendência geométrica da zona plástica. A Figura 5.15, por exemplo, demonstra algumas prováveis configurações que a probabilidade de contorno pode definir sobre a representação da tendência geométrica de uma zona plástica qualquer. Com esse resultado, projetistas, construtores e consultores envolvidos na execução de estruturas subterrâneas em meios rochosos terão maior segurança em suas tomadas de decisão, no tocante ao sistema de suporte;

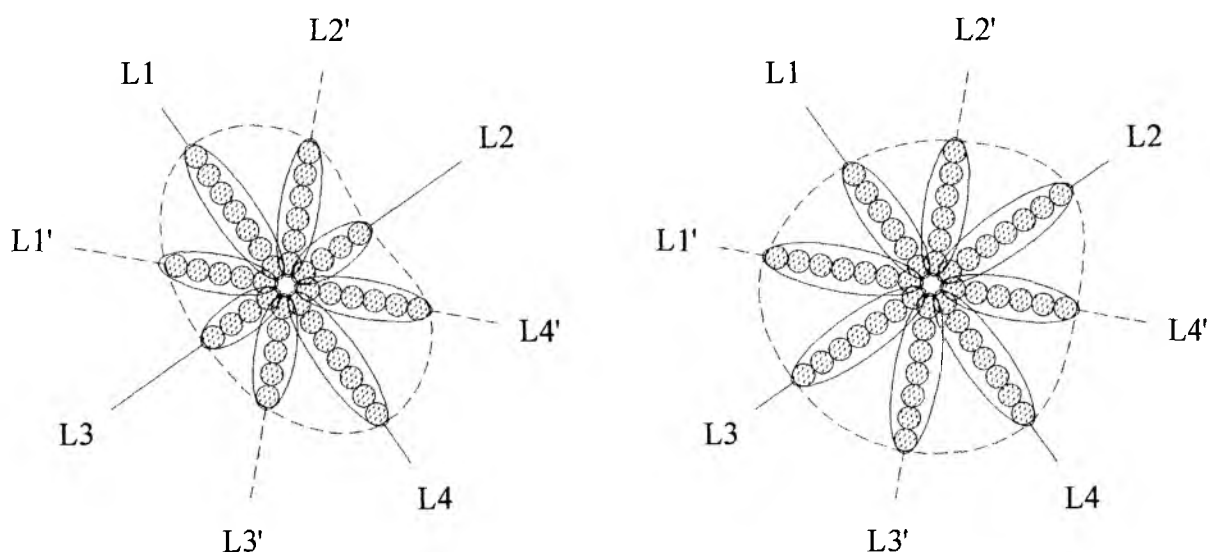


Figura 5.15 – Representação visual das possíveis tendências geométricas da zona plástica.

- Como já mencionado, as análises de longo prazo são uma forma usual de avaliação do comportamento de uma estrutura durante sua vida de projeto, auxiliando na antecipação de indesejáveis eventualidades. Indistintamente, a probabilidade de contorno pode ser determinada para as análises de curto e longo prazo. Entretanto, somente os valores das análises de curto prazo são aplicados na definição da tendência geométrica da zona plástica, visto a necessidade de conhecimento do comportamento da zona plástica no momento da escavação das obras subterrâneas inseridas em meios rochosos.

Observadas as considerações expostas acima, a probabilidade de contorno se mostra como uma alternativa bastante razoável na previsão da tendência geométrica da zona plástica. A probabilidade de contorno se destaca pela associação de seu valor a certo nível de significância. Logo, os profissionais que venham a empregar essa metodologia em seus projetos estarão cientes de quão exata é a tendência geométrica da zona plástica prevista por seus estudos.

A Tabela 5.13 apresenta um exemplo dos resultados da probabilidade de contorno. Nesse caso, são particularmente expostos os resultados do trecho “A” do setor de emboque do túnel de Yacambú-Quíbor. A tabela está organizada pelo tipo de análise desenvolvida (curto ou longo prazo); afastamento, em número de diâmetros, da parede do túnel (01 até 10 diâmetros) e sistemas de eixos de controle (L1/L2/L3/L4 e L1’/L2’/L3’/L4’) admitidos. Essa tabela é a base de uma discussão sobre as considerações sobre a probabilidade de contorno descritas anteriormente.

Tabela 5.13 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “A” do setor de emboque obtida pelo afastamento, em número de diâmetros, da parede do túnel de Yacambú-Quíbor.

Tipo de Análises	Nº de Diâmetros	Linhas de Controle							
		Paralela à σ_1				45° à σ_1 (Anti-horário)			
		L1	L2	L3	L4	L1’	L2’	L3’	L4’
Curto Prazo	1	0,1	0	0	0,1	0	0	0	0,4
	2	1,6	7,9	1,1	0,9	0,2	3,0	0	4,4
	3	11,3	68,7	71,3	7,8	20,5	29,3	0,4	22,6
	4	38,7	96,7	99,5	31,3	78,1	65,5	63,4	58,1
	5	73,8	99,8	100	67,2	98,3	87,1	99,6	87,7
	6	94,1	99,9	100	91,6	99,9	95,8	100	98,3
	7	99,4	100	100	98,9	100	98,7	100	99,9
	8	99,9	100	100	99,9	100	99,6	100	100
	9	100	100	100	100	100	99,9	100	100
	10	100	100	100	100	100	100	100	100
Longo Prazo	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	0	0	0	0	0	0	0	0
	3	0	2,8	0	0	0	0,1	0	0
	4	0,1	51,1	15,7	0	0,2	3,6	0,3	1,0
	5	1,9	97,6	99,7	0	5,2	30,5	11,0	25,4
	6	16,1	100	100	0,6	37,1	70,7	53,1	75,5
	7	53,9	100	100	9,2	83,3	92,5	89,4	96,7
	8	88,2	100	100	38,9	98,8	98,6	98,9	99,8
	9	98,9	100	100	74,1	99,9	99,8	99,9	99,9
	10	100	100	100	93,0	100	100	100	100

Valores em percentagem.

Posteriormente à organização da Tabela 5.13, se investigou os valores da probabilidade de contorno iguais ou superiores a 95%, apenas para as análises de curto prazo. Em seguida (Figura 5.16), os valores pesquisados foram associados a seus respectivos afastamentos com relação à parede do túnel de Yacambú-Quíbor, onde essa medição foi realizada em número de diâmetros do túnel. Esse procedimento foi separadamente desenvolvido para todos os sistemas de eixos de controle (L1/L2/L3/L4 e L1'/L2'/L3'/L4'), cujos resultados foram posteriormente unificados para a melhor observação visual da tendência geométrica da zona plástica.

A partir do procedimento descrito para a determinação da tendência geométrica da zona plástica, se constatou que a zona plástica do trecho “A” do setor de emboque do túnel possui a clara tendência geométrica de uma elipse, isso garantido para um grau de certeza igual a 95%, ou seja, nível de significância (α) de 5%. A máxima extensão da zona plástica foi observada na direção das linhas de controle L1 e L2, onde a estabilização na expansão dessa região ocorreu a aproximadamente sete diâmetros de distância da parede do túnel ($\approx 36,4$ m). Simultaneamente, a mínima extensão foi observada na direção das linhas L2 e L3, ou seja, a estabilização na expansão da zona plástica se deu a cerca de quatro diâmetros de distância da parede do túnel ($\approx 20,8$ m). As demais linhas de controle (L1'/L2'/L3'/L4') auxiliaram na melhor percepção visual da tendência geométrica da zona plástica.

Assim, por exemplo, o emprego de tirantes no trecho “A” é bastante problemático, devido à longa perfuração necessária à instalação da haste do tirante, além da complicada mobilização e montagem de equipamentos. Outra questão seria o comprimento do furo, pois um furo tão longo através de um maciço rochoso, como o do túnel de Yacambú-Quíbor, poderia ser facilmente “estrangulado”, em virtude das sérias condições geológicas relatadas e exemplificadas no Capítulo 3.

Por fim, todas as tabelas com resultados originados da *metodologia probabilística de previsão*, para ambos os trechos dos setores de emboque e desemboque do túnel de Yacambú-Quíbor, estão contidas nos Apêndices D e E, respectivamente. Ainda por meio desses apêndices, é possível ser graficamente visualizadas e comparadas as respostas numéricas determinadas pelo programa *Phase2 v. 6.0* e as obtidas a partir do procedimento descrito e esquematizado na Figura 5.16, para a determinação da tendência geométrica da zona plástica.

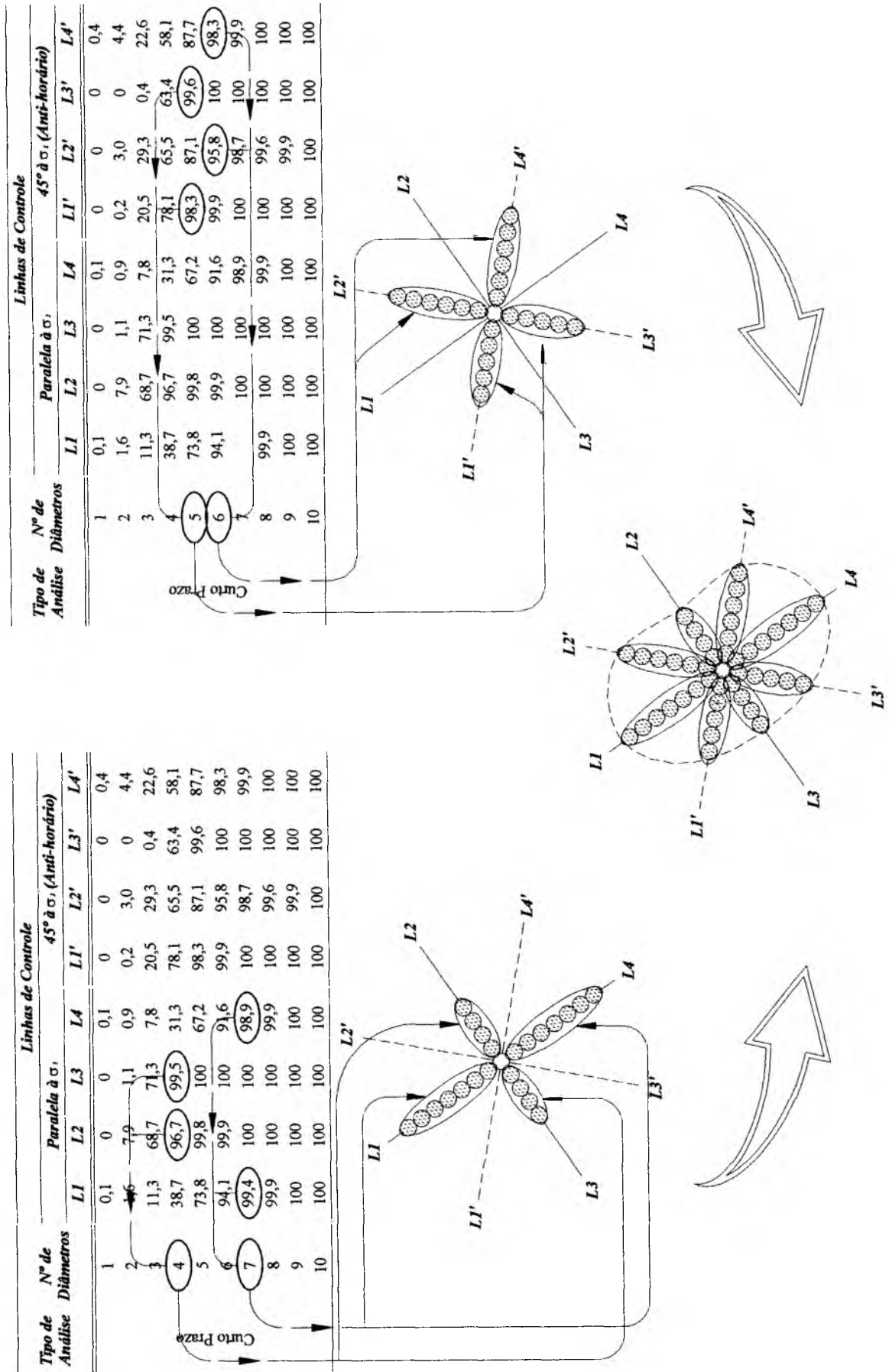


Figura 5.16 – Esquematização do procedimento adotado para a determinação da tendência geométrica da zona plástica.

5.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS DA METODOLOGIA PROPOSTA

A metodologia probabilística de previsão proposta por essa tese é altamente dependente das três etapas de trabalho amplamente discutidas no Capítulo 3. Fundamentalmente, seu desenvolvimento se dá por meio de processos contidos em cada etapa de trabalho. De acordo com a Figura 5.17, esses processos contemplam tarefas específicas como o concreto conhecimento dos conceitos teóricos e do caso-estudo; a definição de regiões estatisticamente homogêneas; apropriada modelagem numérica do caso-estudo; e outros.

Assim, segundo a Figura 5.18, a seqüência de trabalho realizada no caso específico dessa tese pode ser resumidamente listada a seguir:

- Interpretação de dados da geologia e dos métodos construtivos, a partir de documentos históricos, campanhas de investigação geológico-geotécnica, seqüência construtiva etc.;
- Familiarização com os conceitos que regem as obras subterrâneas, a mecânica das rochas, os métodos estatísticos e probabilísticos e outros;
- Desenvolvimento de estudos estatísticos para a obtenção de regiões estatisticamente homogêneas em relação aos dados obtidos no tópico anterior, bem como, busca dos parâmetros relevantes ao estudo;
- Estudo da ferramenta numérica a ser empregada para que seja conhecido seu potencial e representatividade com respeito ao estudo e, desse modo, otimizar a simulação numérica das etapas executivas da estrutura subterrânea. Por fim, definição e calibração da malha de elementos finitos;
- Investigação da melhor forma para a aquisição dos resultados numéricos. Assim, é fortemente recomendado o emprego de linhas de controle, que formarão sistemas de eixos de controle, com pontos conhecidos para a aquisição dos resultados;
- Armazenamento dos resultados numéricos em planilhas eletrônicas, previamente preparadas para realizar o ajuste desses resultados às distribuições estatísticas consideradas;
- Cálculo da probabilidade de contorno ao longo das linhas de controle já definidas. A probabilidade de contorno deverá ser calculada a partir do prévio conhecimento da distribuição estatística que descreve o comportamento da zona plástica em sua direção. Finalmente, respeitado o nível de significância (α) admitido, se define a máxima extensão da zona plástica na direção de cada linha de controle;
- Percepção visual da tendência geométrica da zona plástica, para posteriores medidas de projeto ou construtivas.

Metodologia Probabilística Generalizada de Previsão

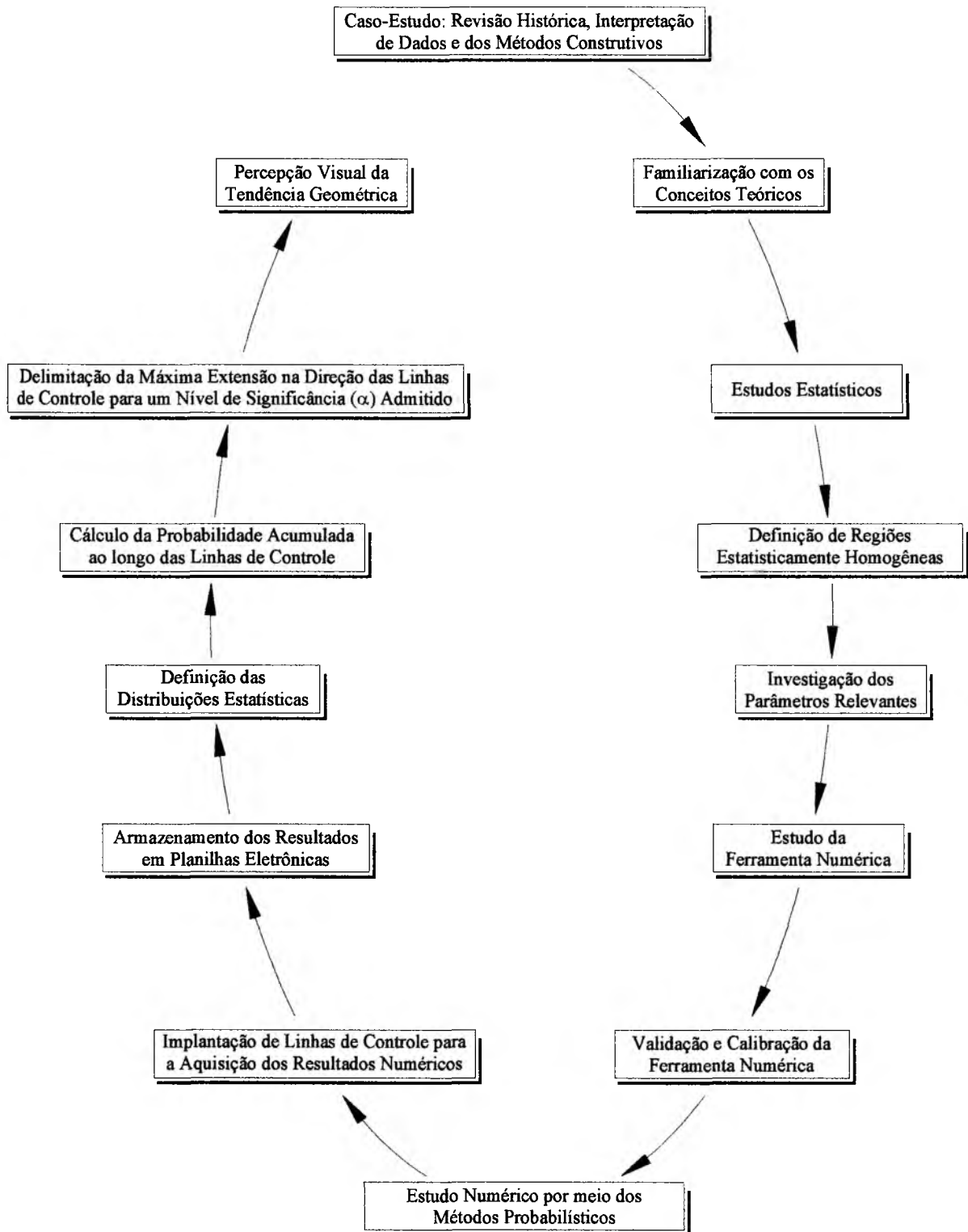


Figura 5.17 – Seqüência generalizada de trabalho da *metodologia probabilística de previsão* aplicada no estudo de problemas quaisquer.

5.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS DA METODOLOGIA PROPOSTA

A metodologia probabilística de previsão proposta por essa tese é altamente dependente das três etapas de trabalho amplamente discutidas no Capítulo 3. Fundamentalmente, seu desenvolvimento se dá por meio de processos contidos em cada etapa de trabalho. De acordo com a Figura 5.17, esses processos contemplam tarefas específicas como o concreto conhecimento dos conceitos teóricos e do caso-estudo; a definição de regiões estatisticamente homogêneas; apropriada modelagem numérica do caso-estudo; e outros.

Assim, segundo a Figura 5.18, a seqüência de trabalho realizada no caso específico dessa tese pode ser resumidamente listada a seguir:

- Interpretação de dados da geologia e dos métodos construtivos, a partir de documentos históricos, campanhas de investigação geológico-geotécnica, seqüência construtiva etc.;
- Familiarização com os conceitos que regem as obras subterrâneas, a mecânica das rochas, os métodos estatísticos e probabilísticos e outros;
- Desenvolvimento de estudos estatísticos para a obtenção de regiões estatisticamente homogêneas em relação aos dados obtidos no tópico anterior, bem como, busca dos parâmetros relevantes ao estudo;
- Estudo da ferramenta numérica a ser empregada para que seja conhecido seu potencial e representatividade com respeito ao estudo e, desse modo, otimizar a simulação numérica das etapas executivas da estrutura subterrânea. Por fim, definição e calibração da malha de elementos finitos;
- Investigação da melhor forma para a aquisição dos resultados numéricos. Assim, é fortemente recomendado o emprego de linhas de controle, que formarão sistemas de eixos de controle, com pontos conhecidos para a aquisição dos resultados;
- Armazenamento dos resultados numéricos em planilhas eletrônicas, previamente preparadas para realizar o ajuste desses resultados às distribuições estatísticas consideradas;
- Cálculo da probabilidade de contorno ao longo das linhas de controle já definidas. A probabilidade de contorno deverá ser calculada a partir do prévio conhecimento da distribuição estatística que descreve o comportamento da zona plástica em sua direção. Finalmente, respeitado o nível de significância (α) admitido, se define a máxima extensão da zona plástica na direção de cada linha de controle;
- Percepção visual da tendência geométrica da zona plástica, para posteriores medidas de projeto ou construtivas.

Metodologia Probabilística Generalizada de Previsão

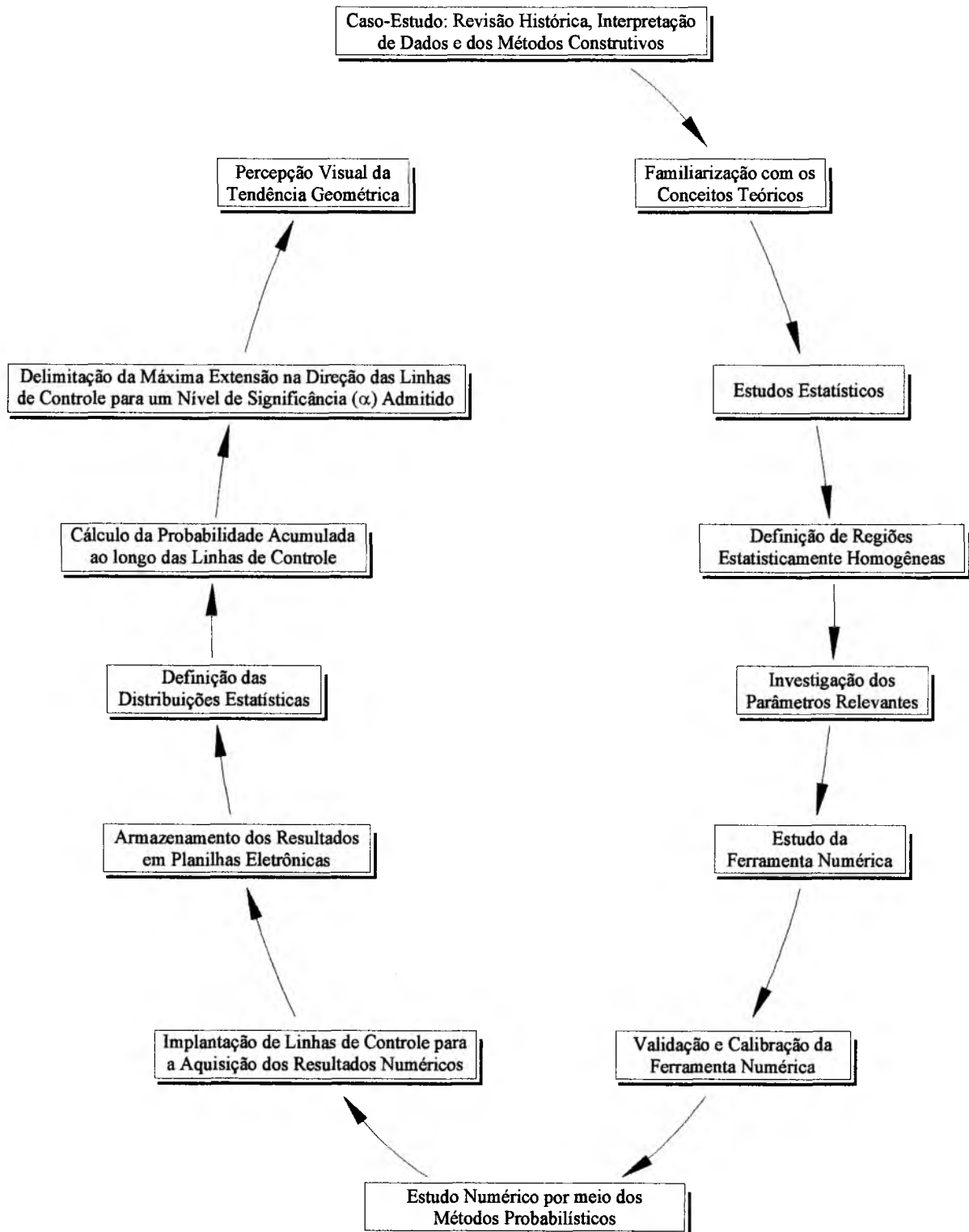


Figura 5.17 – Sequência generalizada de trabalho da *metodologia probabilística de previsão* aplicada no estudo de problemas quaisquer.

Metodologia Probabilística de Previsão

(específica ao comportamento geométrico da zona plástica de obras subterrâneas escavadas em meios rochosos)

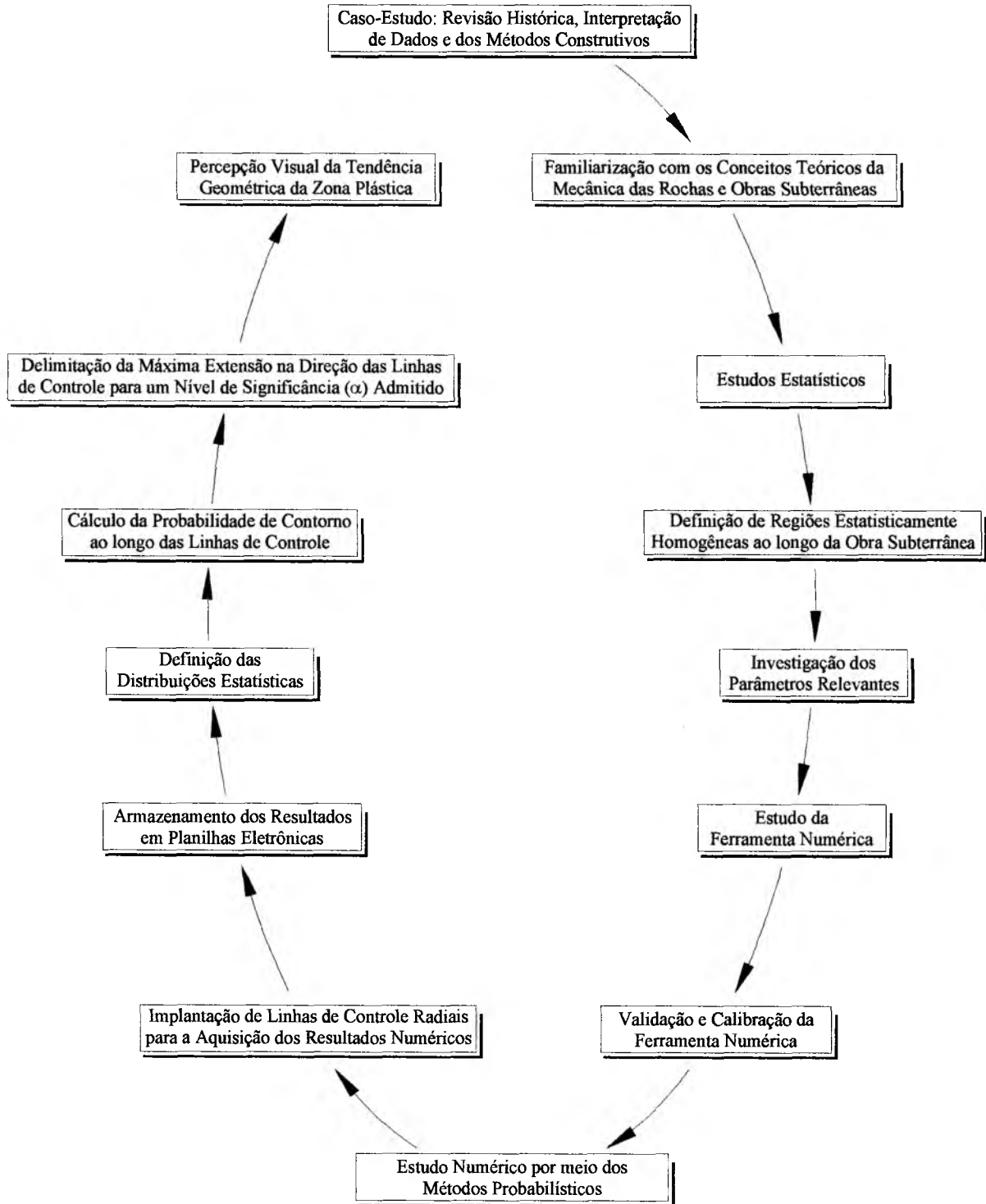


Figura 5.18 – Seqüência de trabalho da *metodologia probabilística de previsão* aplicada ao estudo da zona plástica de obras subterrâneas escavadas em meios rochosos.

Conclusões

Durante o desenvolvimento dessa tese, uma variedade de discussões colocou em foco a importância de projetos otimizados do sistema de suporte. Isso devido aos interesses econômicos gerados pela busca de sistemas de suporte ideais, ou aos interesses técnicos decorrentes da necessidade dos sistemas de suporte funcionais. Ambos os interesses são frutos de um ponto em comum, ou seja, o prévio conhecimento da extensão e forma da zona plástica. Assim, na tentativa de ser obtida uma metodologia de trabalho, onde fosse possível determinar um prévio conhecimento da zona plástica, esta pesquisa investigou, desenvolveu, aprimorou e apresentou a *metodologia probabilística de previsão*. Dessa forma, para certo grau de confiabilidade (α), o sistema de suporte poderá ser aperfeiçoado, em decorrência da confiável antecipação a respeito do conhecimento prévio da extensão e forma da zona plástica. Assim, esse capítulo resumirá os principais detalhes da *metodologia probabilística de previsão*, tais como, suas etapas de trabalho e considerações sobre os estágios de um projeto onde a metodologia se aplicará. Além disso, serão reportados os demais estudos correspondentes ao nível de convergência e a potencialidade do processo de “squeezing” do túnel de Yacambú-Quíbor.

6.1. CONVERGÊNCIA DO TÚNEL

O estudo da convergência do túnel de Yacambú-Quíbor resultou em elevados níveis de convergência, onde esses foram definidos por meio do procedimento gráfico proposto por Carranza-Torres & Fairhurst (2000). Tal fato é perfeitamente apoiado por relatórios de consultores, assim como, relatos de profissionais envolvidos na construção do túnel. De uma forma generalizada, o interesse no conhecimento dos níveis de convergência se justifica pela necessidade de monitoramento do processo construtivo. Dessa forma, a seção de projeto e os operários envolvidos nos serviços de escavação do túnel serão protegidos de deformações excepcionais, cujas conseqüências, operacionais e humanas, podem ser lastimáveis. Portanto, por exemplo, a Figura 6.1 demonstra o nível de convergência da seção do trecho “A” do setor de emboque, a partir de sua representação gráfica.



Figura 6.1 – Nível de convergência da seção do trecho “A” do setor de emboque.

Ainda em virtude dos resultados observados nos estudos da convergência do túnel, se evidenciou a fragilidade do maciço rochoso do túnel de Yacambú-Quíbor. Decorrente disso, refinadas e cuidadosas medidas construtivas de proteção devem ser praticadas no curso das escavações, para com isso ser estabelecido um confiável grau de integridade do túnel. Teoricamente, após o início das operações do túnel de Yacambú-Quíbor é esperado que o efeito de convergência observado durante a escavação venha a cessar, devido às altas pressões hidráulicas impostas pelo regime ininterrupto de trabalho de um típico túnel de adução, ou seja, seção “afogada”. Entretanto, um efeito de expansão da seção do túnel de Yacambú-Quíbor poderá ser observado, visto a pobre qualidade de seu maciço rochoso, assim sendo necessário que o sistema de suporte seja capaz de acomodar tal carregamento.

6.2. PROCESSO DE “SQUEEZING”

Os problemas decorrentes do processo de “squeezing” estão entre as mais indesejáveis ocorrências no universo da engenharia de túneis, como apresentado nas amplas discussões realizadas ao longo dessa tese. Desse modo, é notório que o túnel de Yacambú-Quíbor possui uma grave severidade construtiva em sua frente de escavação. Tal fato é consequência da fragilidade de seu maciço rochoso, além do elevado estado de tensões a que o túnel se encontra sujeito. Finalmente, isso pode ser justificado pela própria formação do modelo geológico regional.

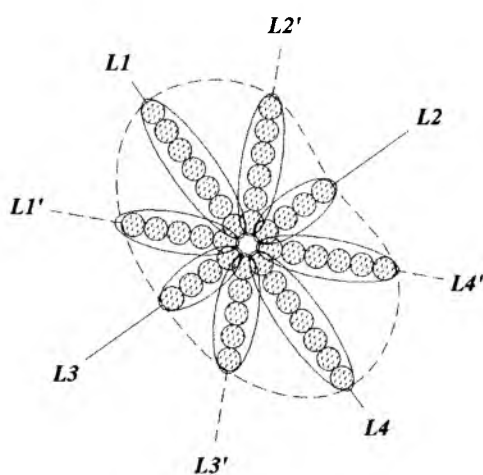
O estudo investigativo, conduzido por esta pesquisa, reafirmou o extremo potencial existente no maciço rochoso do túnel de Yacambú-Quíbor para o desenvolvimento do processo de

“squeezing”, tal como apresentado no Capítulo 5. Assim, a rápida instalação do sistema de suporte deve ser obrigatoriamente realizada em um tempo bastante restrito, sendo que esse intervalo de tempo deve ser medido a partir da escavação da face do túnel. Outro detalhe fundamental é a perceptível mitigação do processo de “squeezing”, conjuntamente com a atenuação dos níveis de convergência. Por exemplo, no momento em que esteja sendo promovido o reforço da face de escavação para a antecipação de convergência, concomitantemente, estará sendo realizada uma prevenção contra o processo de “squeezing”. Por essas razões, se torna evidente o papel crucial do sistema de suporte na construção e manutenção do túnel de Yacambú-Quíbor.

6.3. COMPORTAMENTO DA ZONA PLÁSTICA

A proposta da *metodologia probabilística de previsão* se mostra como uma ferramenta bastante amigável à estimativa aproximada da tendência geométrica da zona plástica, para certo grau de confiabilidade (α). Como exemplo, a Figura 6.2 apresenta uma comparação entre o resultado da *metodologia probabilística de previsão* e o resultado numérico da zona plástica do trecho “A” do setor de emboque. Enfim, as comparações realizadas nos demais trechos de ambos os setores (emboque e desemboque) do túnel de Yacambú-Quíbor podem ser visualizadas nos Apêndices D e E, respectivamente.

Metodologia Probabilística de Previsão



Resultado Numérico

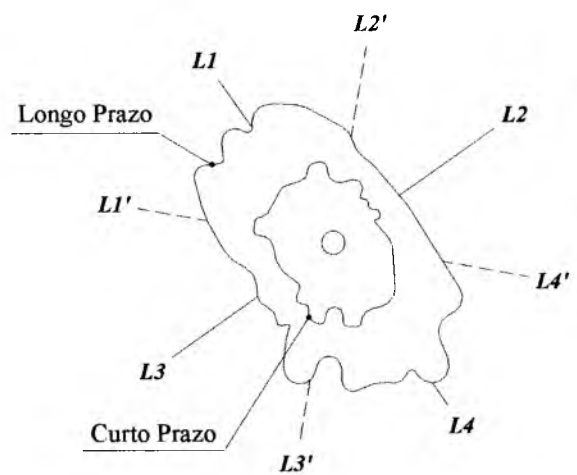
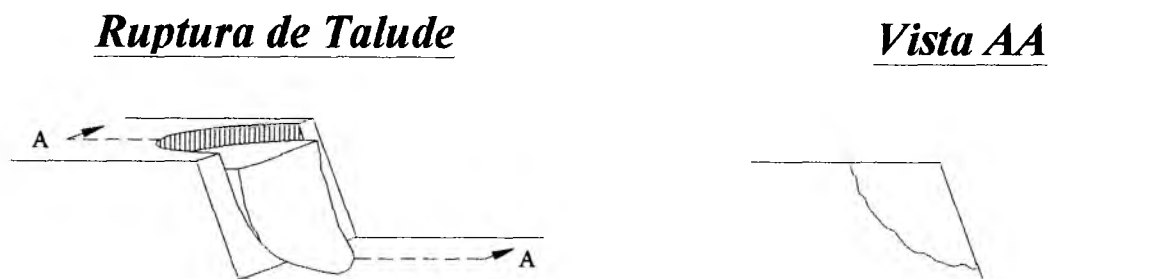


Figura 6.2 – Comparação entre a previsão e o resultado numérico da zona plástica do trecho “A” do setor de emboque.

Ressalta-se que a *metodologia probabilística de previsão* não está restrita aos estudos das obras subterrâneas escavadas em meios rochosos, visto que sua proposta de trabalho não se apresenta fechada a esse estudo específico, ao contrário, está aberta a todo e qualquer estudo onde exista uma variabilidade natural de seus parâmetros. A Figura 6.3 exemplifica a possível aplicação da metodologia proposta na investigação da geometria da cunha de ruptura de um talude hipotético, isso para um nível de confiabilidade (α) desejado. Dessa forma, se evidência a abrangência da metodologia proposta, além de sua prática aplicação ao universo da engenharia geotécnica, cujos casos estudados são detentores da variabilidade natural mencionada anteriormente. Por fim, a *metodologia probabilística de previsão* é perfeitamente aplicável quando forem respeitadas suas três etapas de trabalho:

- Estudo dos conceitos teóricos envolvidos no caso-estudo;
- Conhecimento técnico-histórico do caso-estudo a ser analisado;
- Realização de análises numéricas por ferramentas computacionais e numéricas confiáveis.



Aplicação da Metodologia Probabilística de Previsão

(investigação da geometria da cunha de ruptura para um nível de significância " α ")

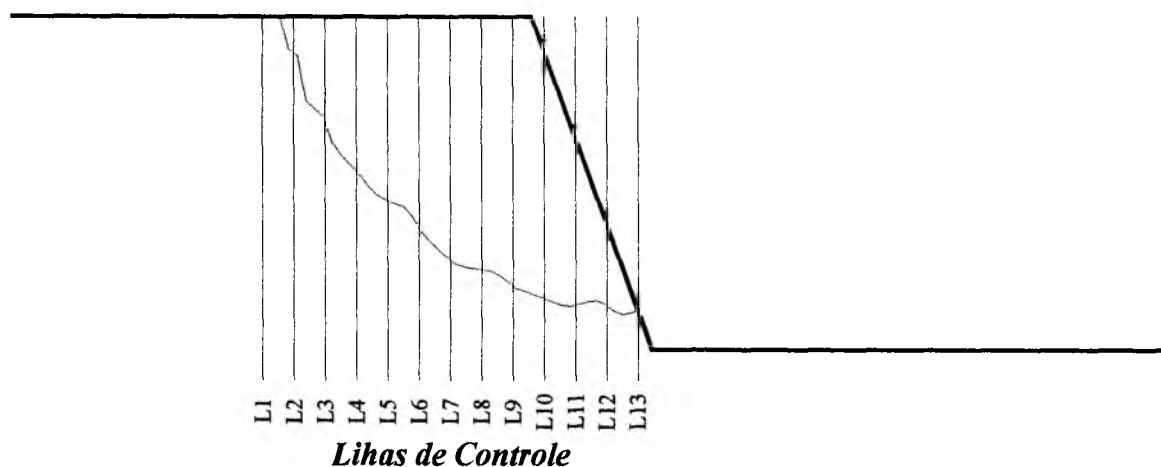


Figura 6.3 – Exemplificação da disposição das linhas de controle da *metodologia probabilística de previsão* na busca da geometria de uma cunha de ruptura.

Fundamentalmente, a *metodologia probabilística de previsão* não se encontra limitada a nenhum estágio do projeto de qualquer obra subterrânea, isso decorrente, mais uma vez, de sua característica generalizada. Para empreendimentos como o caso-estudo desta pesquisa, onde o túnel de Yacambú-Quíbor possui sua escavação executada através de um meio rochoso, a metodologia proposta é bastante recomendável, visto a discussão a seguir:

- Na fase de projeto, a metodologia é perfeitamente aplicável na previsão do comportamento da zona plástica. Assim, aos construtores, proprietários e concessionárias se permite investigar previamente as possíveis alternativas executivas, frente à extensão da zona plástica e o espaço disponível ao acesso e manobra de equipamentos responsáveis pela instalação do sistema de suporte;
- Durante a fase de escavação das estruturas subterrâneas, a metodologia pode ser amplamente empregada nas tarefas de avaliação do comportamento da zona plástica. Em linhas gerais, esse acompanhamento das atividades de campo auxiliará no constante ajuste da previsão do comportamento da zona plástica, dessa maneira, contribuindo para a otimização do sistema de suporte em uso;
- Em estudos de avaliação da capacidade do sistema de suporte das estruturas subterrâneas de empreendimentos sobre processo de reabilitação. Esses estudos, por meio da metodologia, podem gerar diretrizes de abordagem dos trabalhos necessários ao processo de reabilitação da estrutura subterrânea.

Finalmente, embora a *metodologia probabilística de previsão* se demonstre uma poderosa aliada na estimativa aproximada da tendência geométrica da zona plástica, esta metodologia não atenuará eventuais problemas operacionais da aquisição de dados. De fato, os estudos probabilísticos são diretamente dependentes da campanha de ensaios, ou seja, uma campanha de ensaios problemática resultará em um estudo probabilístico deficitário. Dessa forma, técnicos de campo e projetistas devem consolidar uma rede de informações para que ocorrências desta natureza sejam minimizadas, o que propiciará na sólida e consistente aplicação da *metodologia probabilística de previsão*.

6.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Após trinta anos, o Projeto Yacambú-Quíbor tem apresentado grandes desafios a projetistas e construtores, bem como às técnicas numéricas e computacionais. Contudo, seus desafios têm proporcionado o enriquecimento no nível de conhecimento nas áreas da geologia de engenharia, sistemas de suporte e geotecnia. Nesse caminho, esta pesquisa pretende colaborar

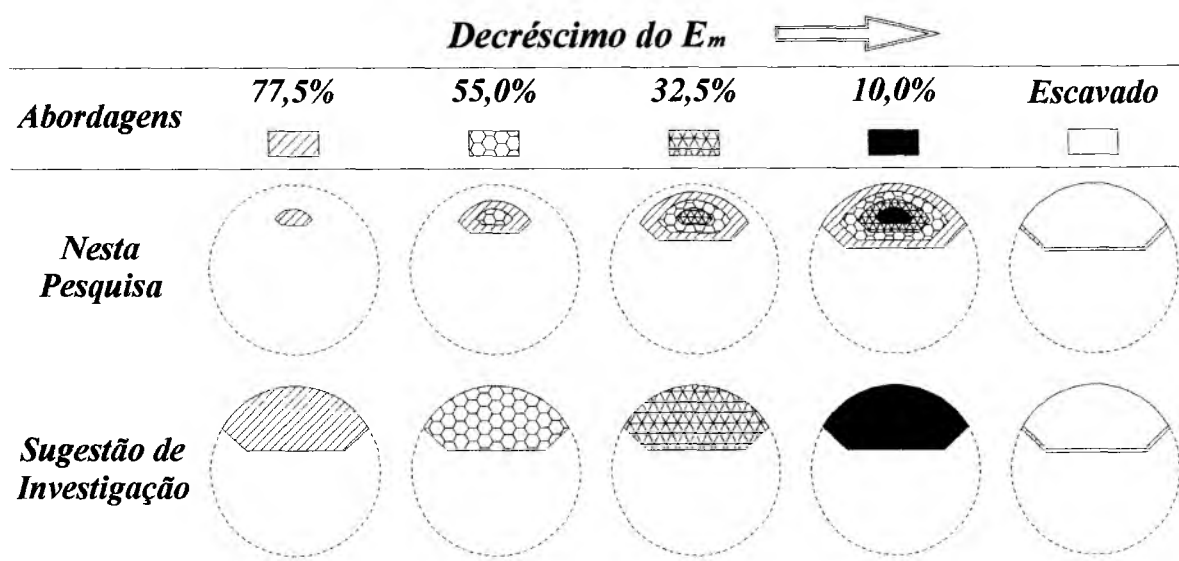
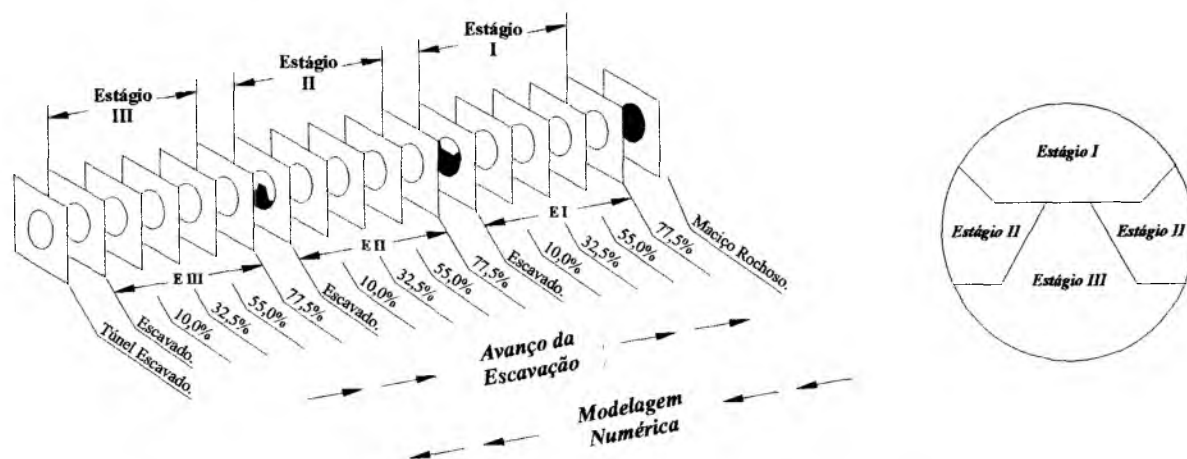
com o aumento no conhecimento do comportamento de obras subterrâneas sujeitas às adversidades observadas no túnel de Yacambú-Quíbor. Finalmente, isso se tornou possível durante o último ano da pesquisa, onde grandes avanços foram conquistados após a aquisição dos dados do túnel de Yacambú-Quíbor.

Afortunadamente, a aplicação da *metodologia probabilística de previsão* se traduzirá na antecipação do comportamento geométrico da zona plástica de obras subterrâneas escavadas em meios rochosos. A expectativa alçada a partir de sua ampla divulgação é a de contribuição para o desenvolvimento da engenharia “tuneleira”, cujos avanços nas técnicas de projeto e construtivas são promissores. Todavia, a utilização da *metodologia probabilística de previsão* nos serviços do túnel de Yacambú-Quíbor estará limitada a futuros estudos de avaliação de sua capacidade do sistema de suporte, pois, felizmente, após trinta anos do início de sua escavação, o túnel de Yacambú-Quíbor brevemente estará apto à operação.

6.5. SUGESTÕES PARA PRÓXIMAS PESQUISAS

No percurso desta pesquisa se verificou a necessidade de complementação de seus estudos. Logo, certas sugestões podem ser repassadas a futuras pesquisas, tais como:

- Proposta para uma campanha de ensaios no campo operacionalmente otimizada, tecnicamente consistente e financeiramente acessível. Isso, devido às limitações financeiras impostas pelos custos atualmente envolvidos nas mobilizações necessárias, que amplamente refuga construtores, proprietários e concessionárias. Entretanto, para a implementação de tal medida, um exaustivo trabalho de conscientização dos construtores, proprietários e concessionárias necessita ser empreendido. Assim, deverá ser reafirmado que maiores investimentos financeiros nas campanhas de ensaios e nos estudos iniciais serão convertidos em menores investimentos financeiros nas fases construtivas e operacionais;
- Ampla revisão bibliográfica das propostas de aquisição e controle das convergências de maciços rochosos sujeitos aos severos e extremos processos de “*squeezing*”. Para desse modo, ser possível o desenvolvimento de propostas de antecipação das grandes movimentações decorrentes desses processos, em um tempo hábil à preservação de vidas humanas;
- Investigação do procedimento utilizado nesta pesquisa para a simulação numérica da aproximação da frente de escavação do túnel de Yacambú-Quíbor, verificando as respostas da substituição gradual e total do material no interior da escavação (Figura 6.4);



E_m igual a 100% para o maciço rochoso são.

Figura 6.4 – Investigação da substituição gradual e total do material no interior da escavação.

- Avaliação das simulações numéricas bidimensionais dessa tese, além de estudo da face de escavação, por meio de simulações numéricas tridimensionais. Para tanto, se recomenda a utilização de dados oriundos de obras subterrâneas inseridas em diferentes modelos geológicos regionais;
- Aplicação da *metodologia probabilística de previsão* em uma seção bem instrumentada. Assim, investigando sua relevância na avaliação dos três estágios de qualquer obra subterrânea: projeto, execução e reabilitação;
- Verificação de possíveis pontos não contemplados pela *metodologia probabilística de previsão* e posterior ajuste.

Referências Bibliográficas

- AGLAWE, J.P. (1999). Unstable and Violent Failure around Underground Openings in Highly Stressed Ground. Ph.D. Thesis, Department of Mining Engineering, Queen's University, Kingston, ON, Canada, 285 p.
- ANG, A.H.S. & TANG, W. (1975). Probability Concepts in Engineering Planning and Design: Basic Principles. John Wiley & Sons, New York, NY, USA, vol. 1, 422 p.
- ASSIS, A.P., ESPÓSITO, T.J., GARDONI, M.G. & SILVA, P.D.E.A. (2001). Métodos Estatísticos Aplicados a Geotecnia. Publicação G.AP-002/01, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 177 p.
- AUTODESK (2002). AutoCAD 2002: User's Guide. Autodesk – Architectural Desktop. Autodesk Electronic Press.
- BAECHER, G.B. & CHRISTIAN, J.T. (2003). Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering. John Wiley & Sons, New York, NY, USA, 618 p.
- BARTON, N., LIEN, R. & LUNDE, J. (1974). Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support. Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering, 6: 189–236.
- BIENIAWSKI, Z.T. (1973). Engineering Classification of Jointed Rock Masses. Transactions of the South African Institution of Civil Engineers, 15(12): 335–344.
- BIENIAWSKI, Z.T. (1978). Determining Rock Mass Deformability: Experience from Case Histories. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 15(5): 237–247.
- CARRANZA-TORRES, C. & FAIRHURST, C. (2000). Analysis of Tunnel Support Requirements Using the Convergence-Confinement Method and The Hoek-Brown Failure Criterion. Proceedings of the International Conference on Geotechnical and Geological Engineering – GeoEng2000, J.L. Briaud (ed.), Institution of Engineers, Melbourne, Australia, 10 p.
- CHRISTIAN, J.T., LADD, C.C. & BAECHER, G.B. (1994). Reliability Applied to Slope Stability Analysis. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 120(12): 2180–2207.
- DIEDERICHS, M.S. (1999). Instability of Hard Rockmasses: The Role of Tensile Damage and Relaxation. Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Waterloo, Waterloo, ON, Canada, 566 p.
- DIEDERICHS, M.S. (2005). Personal Communication.
- DURAND, A.F. (1995). Estudo de Estabilidade de Taludes em Mineração a partir da Classificação Geomecânica. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-023/95,

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 192 p.

- EHRBAR, H., SCHÄLLIBAUM-PFENNINGER, I. & KÄLIN, J. (2001). Gotthard Base Tunnel – Construction Lot Sedrun: A Challenge for Tunnel Construction. Proceedings of the AITES-ITA 2001 World Tunnel Congress, P. Teuscher and A. Colombo (eds.), Pàtron Editore, Milan, Italy, 119–126.
- FARIAS, M.M. & ASSIS, A.P. (1998). Uma Comparação entre Métodos Probabilísticos Aplicados à Estabilidade de Taludes. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – XI COBRAMSEG. ABMS, Brasília, DF, 2: 1305–1313.
- FIALHO, J.R.R. (2003). Desempenho de Sistemas de Suporte de Estruturas Subterrâneas por meio de Modelagem Numérica. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-112/03, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 158 p.
- GEO-SLOPE (2002). Slope/W – User’s Guide. Geo-Slope International Ltd, Calgary, Alberta, Canada, 506 p.
- GERCEK, H. (2007). Poisson's Ratio Values for Rocks. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 44(1): 1–13.
- GIANI, G.P. (1992). Rock Slope Stability Analysis. Balkema, Rotterdam, Netherlands, 361p.
- GRIMSTAD, E. & BARTON, N. (1993). Updating of the Q-System for NMT. Proceedings of the International Symposium on Sprayed Concrete - Modern use of Wet Mix Sprayed Concrete for Underground Support, R. Kompen, O.H. Opsahl and K.R. Berg (eds.), Norwegian Concrete Association, Fagernes, Norway, 46–66.
- HAMMERSLEY, J.M. & HANDSCOMB, D.C. (1964). Monte Carlo Methods. Methuen’s Monographs on Applied Probability and Statistics, London, UK, 178 p.
- HARR, M.E. (1987). Reliability – Based Design in Civil Engineering. McGraw-Hill Publishing Company, New York, USA, 291 p.
- HOEK, E. (1981). Geotechnical Design of Large at Openings at Depth. Proceedings of the Rapid Excavation and Tunnelling Conference, R.L. Bullock and H.J. Jacoby (eds.), American Institute of Mining and Metallurgical and Petroleum Engineers – AIME, San Francisco, California, USA, 2: 1167–1180.
- HOEK, E. (1983). Strength of Jointed Rock Masses. 1983 Rankine Lecture Géotechnique, 33(3): 187–223.
- HOEK, E. (1994). Strength of Rock and Rock Masses. International Society for Rock Mechanics – News Journal, 2(2): 4–16.
- HOEK, E. (1999). Support for Very Weak Rock Associated with Faults and Shear Zones Distinguished. Proceedings of the International Symposium on Rock Support and Reinforcement Practice in Mining, E. Villaescusa, C. R. Windsor & A. G. Thompson (eds.), A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands: 19–32.

- HOEK, E. (2001). Big Tunnels in Bad Rock. 2000 Terzaghi Lecture, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Proceedings of the American Society of Civil Engineers – ASCE, 127(9): 726–740.
- HOEK, E. & BROWN, E.T. (1980a). Empirical Strength Criterion for Rock Masses. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 106(GT9): 1013–1035.
- HOEK, E. & BROWN, E.T. (1980b). Underground Excavation in Rock. Institution of Mining and Metallurgy, London, UK, 527 p.
- HOEK, E. & BROWN, E.T. (1997). Practical Estimates of Rock Mass Strength. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 34(8): 1165–1186.
- HOEK, E., CARRANZA-TORRES, C. & CORKUM, B. (2002). Hoek-Brown Failure Criterion – 2002 Edition. Proceedings of the 5th North American Rock Mechanics Symposium and the 17th Tunnelling Association of Canada Conference: NARMS-TAC 2002, Toronto, Ontario, Canada: 267–273.
- HOEK, E. & DIEDERICHS, M.S. (2006). Empirical Estimation of Rock Mass Modulus. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 43(2): 203–215.
- HOEK, E., KAISER P.K. & BAWDEN W.F. (1995). Support of Underground Excavations in Hard Rock. A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 215 p.
- HOEK, E. & MARINOS, P. (2000a). Predicting Tunnel Squeezing Problems in Weak Heterogeneous Rock Masses – Part 1. Tunnels and Tunnelling International, 45–51.
- HOEK, E. & MARINOS, P. (2000b). Predicting Tunnel Squeezing Problems in Weak Heterogeneous Rock Masses – Part 2. Tunnels and Tunnelling International, 33–36.
- HOEK, E., MARINOS, P. & BENISSI, M. (1998). Applicability of the Geological Strength Index (GSI) Classification for Very Weak and Sheared Rock Masses: The Case of the Athens Schist Formation. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 57(2): 151–160.
- HOEK, E., MARINOS, P.G. & MARINOS, V.P. (2005). Characterization and Engineering Properties of Tectonically Undisturbed but Lithologically Varied Sedimentary Rock Masses. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 42(2): 270–285.
- KARAKUS, M. (2007). Appraising the Methods Accounting for 3D Tunnelling Effects in 2D Plane Strain FE Analysis. Tunnelling and Underground Space Technology, 22(1): 47–56.
- KAISER, P.K. (1980). Effect of Stress-History on the Deformation Behaviour of Underground Openings. Underground Rock Engineering – 13th Canadian Rock Mechanics Symposium, CIM Special Volume, The Canadian Institute of Mining and Metallurgy, Toronto, Ontario, 22: 133–140.
- KOTTEGODA, N.T. & ROSSO, R. (1997). Statistics, Probability, and Reliability for Civil and Environmental Engineers. McGraw-Hill Publishing Company, New York, USA, 735 p.

- LADANYI, B (1974). Use of the Long-Term Strength Concept in the Determination of Ground Pressure on Tunnel Linings. Proceedings of the third Congress of International Society of Rock Mechanics on Advances in Rock Mechanics, Denver, Colorado, USA, 2(B): 1150–1156.
- LAURO, C.A. (2001). Modelo Probabilístico de Distribuição Tridimensional de Descontinuidades em Maciços Rochosos Fraturados. Tese de Doutorado, Publicação G.TD–008A/01, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 253 p.
- LEVINE, D.M., BERENSON, M.L. & STEPHAN, D. (1998). Estatística: Teoria e Aplicações. Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., Rio de Janeiro, RJ, 811 p.
- LIONÇO, A. (1999). Distribuições de Tensões e Deslocamentos em Obras Subterrâneas Considerando Modelos Elásticos Não Lineares. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM–059/99, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 175 p.
- MAIA, J.A.C. (2003). Métodos Probabilísticos Aplicados à Estabilidade de Taludes e Cavidades em Rocha. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM–099/03, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 192 p.
- MAIA, J.A.C. & ASSIS, A.P. (2004a). Utilização da Análise de Confiabilidade no Estudo de Estabilidade das Obras Subterrâneas do AHE Queimado. 1º Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas, CBT, São Paulo, SP, CD-ROM, 6 p.
- MAIA, J.A.C. & ASSIS, A.P. (2004b). Etapas para Estudos Probabilísticos Aplicados a Geotecnia. Geo-Jovem 2004 – 1º Simpósio Brasileiro de Jovens Geotécnicos, ABMS, São Carlos, SP, CD-ROM, 6 p.
- MAIA, J.A.C. & ASSIS, A.P. (2005). Reliability Analysis of Iron Mine Slope. Proceedings of International Conference on Landslide Risk Management, O. Hungr, R. Fell, R. Couture and E. Eberhardt, (eds.), A.A. Balkema Publishers, Vancouver, Canada, 623–627.
- MARINOS, P. & HOEK, E. (2000). GSI: A Geologically Friendly Tool for Rock Mass Strength Estimation. Proceedings of the International Conference on Geotechnical and Geological Engineering – GeoEng2000, J.L. Briaud (ed.), Institution of Engineers, Melbourne, Australia, 19 p.
- MARINOS, P. & HOEK, E. (2001). Estimating the Geotechnical Properties of Heterogeneous Rock Masses such as Flysch. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 60(2): 85–92.
- MARINOS, V., MARINOS, P. & HOEK, E. (2005). The Geological Strength Index: Applications and Limitations. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 64(1): 55–65.
- MARTIN, C.D., KAISER, P.K. & McCREATH, D.R. (1999). Hoek-Brown Parameters for Predicting the Depth of Brittle Failure around Tunnels. Canadian Geotechnical Journal 36(1): 136–151.

- MILLER, L.H. (1956). Table of Percentage Points of Kolmogorov Statistics. *Journal of the American Statistical Association*, 51(273): 111–121.
- PALMSTRÖM, A. & SINGH, R. (2001). The Deformation Modulus of Rock Masses: Comparisons between In Situ Tests and Indirect Estimates. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 16(2): 115–131.
- PARISEAU, W.G. (1993). Applications of Finite Element Analysis to Mining Engineering. *Comprehensive Rock Engineering: Principles, Practice and Projects, Volume 1: Fundamentals*, J.A. Hudson (ed.), Pergamon Press Ltd, First Edition, Oxford, UK, 491–522.
- REHBOCK-SANDER, M. (2004). The Construction of Gotthard Base Tunnel for High Speed Rail. *Proceedings of the 30th ITA-AITES World Tunnel Congress*, J.N. Shirlaw, J. Zhao and R. Krishnan (eds.), Volume II, Singapore, 669–676.
- RIELA, J., URZÚA, A., CHRISTIAN, J.T. & KARZULOVIC, A. (1999). Sliding Rock Wedge Reliability Analysis of Chuquicamata Mine Slopes. *XI PCSMGE – XI Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, ABMS/SAMS/SPG, Foz do Iguaçu, PR, Brasil, 3: 1289–1296.
- ROCSCIENCE (2005). Phase2 v.6.0 – Theory Manual. Rocscience, Toronto, Ontario, Canada, 553 p.
- ROSENBLUETH, E. (1975). Point Estimates for Probability Moments. *Proceedings of the National Academy of Sciences of the United States of America, USA*, 72(10): 3812–3814.
- SANDRONI, S.S. & SAYÃO, A.S.F. (1993). The Use of Relative Probability of Failure in the Design of Open Pit Mine Slopes. *Innovative Mine Design for the 21st Century*, Balkema, Rotterdam, The Netherlands: 21–24.
- SCHIKORA, K. & OSTERMEIER, B. (1988). Two-Dimensional Calculation Model in Tunnelling: Verification by Measurement Results and by Spatial Calculation. *Proceedings of the 6th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics*, G. Swoboda (ed.), Volume 3, A.A. Balkema Publishers, Innsbruck, Austria, 1499–1503.
- SERAFIM J.L & PEREIRA J.P (1983). Considerations of the Geomechanics Classification of Bieniawski. *Proceedings of International Symposium on Engineering Geology and Underground Construction*, Lisbon, Balkema 1(2): 33–44.
- SHYQ (2002). Terminación de la Excavación y Revestimiento del Tunel de Trasvase Yacambú-Quíbor. *Licitación Pública Internacional N° SHYP-LPI-2000-0001, Sistema Hidráulico Yacambú-Quíbor C.A.*, 147 p.
- STERLING, R.L. & GODARD, J.P. (2000). Geoenvironmental Considerations in the Optimum Use of Underground Space. *Proceedings of the International Conference on Geotechnical and Geological Engineering – GeoEng2000*, J. L. Briaud (ed.), Institution of Engineers, Melbourne, Australia, 1: 708–720.
- TERZAGHI, K. (1946). Rock Defects and Load on Tunnel Supports. *Rock Tunneling with Steel Supports*, R.V. Proctor and T.L. White (eds.), Pergamon Press Ltd, First Edition, Youngstown, OH, USA, 15–99.

TERZAGHI, K. & RICHART Jr., F.E. (1952). Stresses in Rock about Cavities. *Géotechnique*, 3: 57–90.

USACE (1994). Rock Foundations: Engineering and Design. Engineer Manual, Publishing EM 1110-1-2908, Department of the Army: U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC, USA, 120 p.

USACE (1997). Tunnels and Shafts in Rock: Engineering and Design. Engineer Manual, Publishing EM 1110-2-2901, Department of the Army: U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC, USA, 236 p.

Valores Críticos do Teste de Kolmogorov-Smirnov

Tabela A.1 – Valores críticos (D_α) do teste K-S (modificado – Miller, 1956)

Níveis de significância para o teste de duas caldas.					
	<i>0,2</i>	<i>0,1</i>	<i>0,05</i>	<i>0,01</i>	<i>0,005</i>
Níveis de significância para o teste de uma calda.					
<i>n</i>	<i>0,1</i>	<i>0,05</i>	<i>0,025</i>	<i>0,01</i>	<i>0,005</i>
1	0,90000	0,95000	0,97500	0,99000	0,99500
2	0,68377	0,77639	0,84189	0,90000	0,92929
3	0,56481	0,63604	0,70760	0,78456	0,82900
4	0,49265	0,56522	0,62394	0,68887	0,73424
5	0,44698	0,50945	0,56328	0,62718	0,66853
6	0,41037	0,46799	0,51926	0,57741	0,61661
7	0,38148	0,43607	0,48342	0,53844	0,57581
8	0,35831	0,40962	0,45427	0,50654	0,54179
9	0,33910	0,38746	0,43001	0,47960	0,51332
10	0,32260	0,36866	0,40925	0,45662	0,48893
11	0,30829	0,35242	0,39122	0,43670	0,46770
12	0,29577	0,33815	0,37543	0,41918	0,44905
13	0,28470	0,32549	0,36143	0,40362	0,43247
14	0,27481	0,31417	0,34890	0,38970	0,41762
15	0,26588	0,30397	0,33760	0,37713	0,40420
16	0,25778	0,29472	0,32733	0,36571	0,39201
17	0,25039	0,28627	0,31796	0,35528	0,38086
18	0,24360	0,27851	0,30936	0,34569	0,37062
19	0,23735	0,27136	0,30143	0,33685	0,36117
20	0,23156	0,26473	0,29408	0,32866	0,35241
21	0,22617	0,25858	0,28724	0,32104	0,34427
22	0,22115	0,25283	0,28087	0,31394	0,33666

Tabela A.1 – Valores críticos (D_α) do teste K-S (modificado – Miller, 1956) (continuação).

Níveis de significância para o teste de duas caldas.					
	<i>0,2</i>	<i>0,1</i>	<i>0,05</i>	<i>0,01</i>	<i>0,005</i>
Níveis de significância para o teste de uma calda.					
<i>n</i>	<i>0,1</i>	<i>0,05</i>	<i>0,025</i>	<i>0,01</i>	<i>0,005</i>
23	0,21645	0,24746	0,27490	0,30728	0,32954
24	0,21204	0,24242	0,26931	0,30104	0,32286
25	0,20790	0,23768	0,26404	0,29516	0,31657
26	0,20399	0,23320	0,25907	0,28962	0,31064
27	0,20029	0,22898	0,25438	0,28438	0,30502
28	0,19680	0,22497	0,24993	0,27942	0,29971
29	0,19348	0,22117	0,24571	0,27471	0,29466
30	0,19032	0,21756	0,24170	0,27023	0,28987
31	0,18731	0,21412	0,23788	0,26596	0,28530
32	0,18445	0,21085	0,23424	0,26189	0,28094
33	0,18171	0,20771	0,23076	0,25801	0,27677
34	0,17909	0,20472	0,22743	0,25429	0,27279
35	0,17659	0,20185	0,22425	0,25073	0,26897
36	0,17418	0,19910	0,22119	0,24732	0,26532
37	0,17187	0,19646	0,21826	0,24404	0,26180
38	0,16966	0,19392	0,21544	0,24089	0,25843
39	0,16752	0,19148	0,21273	0,23786	0,25518
40	0,16547	0,18913	0,21012	0,23494	0,25205
41	0,16349	0,18687	0,20760	0,23213	0,24904
42	0,16158	0,18468	0,20517	0,22941	0,24613
43	0,15974	0,18257	0,20283	0,22679	0,24332
44	0,15796	0,18053	0,20056	0,22426	0,24060
45	0,15623	0,17856	0,19837	0,22181	0,23798
46	0,15457	0,17665	0,19625	0,21944	0,23544
47	0,15295	0,17481	0,19420	0,21715	0,23298
48	0,15139	0,17302	0,19221	0,21493	0,23059
49	0,14987	0,17128	0,19028	0,21277	0,22828
50	0,14840	0,16959	0,18841	0,21068	0,22604
51	0,14697	0,16796	0,18659	0,20864	0,22386
52	0,14558	0,16637	0,18482	0,20667	0,22174

Tabela A.1 – Valores críticos (D_α) do teste K-S (modificado – Miller, 1956) (continuação).

Níveis de significância para o teste de duas caldas.					
	0,2	0,1	0,05	0,01	0,005
Níveis de significância para o teste de uma calda.					
n	0,1	0,05	0,025	0,01	0,005
53	0,14423	0,16483	0,18311	0,20475	0,21968
54	0,14292	0,16332	0,18144	0,20289	0,21768
55	0,14164	0,16186	0,17981	0,20107	0,21574
56	0,14040	0,16044	0,17823	0,19930	0,21384
57	0,13919	0,15906	0,17669	0,19758	0,21199
58	0,13801	0,15771	0,17519	0,19590	0,21019
59	0,13686	0,15639	0,17373	0,19427	0,20844
60	0,13573	0,15511	0,17231	0,19267	0,20673
61	0,13464	0,15385	0,17091	0,19112	0,20506
62	0,13357	0,15263	0,16956	0,18960	0,20343
63	0,13253	0,15144	0,16823	0,18812	0,20184
64	0,13151	0,15027	0,16693	0,18667	0,20029
65	0,13051	0,14913	0,16567	0,18525	0,19877
66	0,12954	0,14802	0,16443	0,18387	0,19729
67	0,12859	0,14693	0,16322	0,18252	0,19584
68	0,12766	0,14587	0,16204	0,18119	0,19442
69	0,12675	0,14483	0,16088	0,17990	0,19303
70	0,12586	0,14381	0,15975	0,17863	0,19167
71	0,12498	0,14281	0,15864	0,17739	0,19034
72	0,12413	0,14183	0,15755	0,17618	0,18903
73	0,12329	0,14087	0,15649	0,17499	0,18776
74	0,12247	0,13993	0,15544	0,17382	0,18650
75	0,12167	0,13901	0,15442	0,17268	0,18528
76	0,12088	0,13811	0,15342	0,17155	0,18408
77	0,12011	0,13723	0,15244	0,17045	0,18290
78	0,11935	0,13636	0,15147	0,16938	0,18174
79	0,11860	0,13551	0,15052	0,16832	0,18060
80	0,11787	0,13467	0,14960	0,16728	0,17949
81	0,11716	0,13385	0,14868	0,16626	0,17840
82	0,11645	0,13305	0,14779	0,16526	0,17732

Tabela A.1 – Valores críticos (D_α) do teste K-S (modificado – Miller, 1956) (continuação).

Níveis de significância para o teste de duas caldas.					
	<i>0,2</i>	<i>0,1</i>	<i>0,05</i>	<i>0,01</i>	<i>0,005</i>
Níveis de significância para o teste de uma calda.					
<i>n</i>	<i>0,1</i>	<i>0,05</i>	<i>0,025</i>	<i>0,01</i>	<i>0,005</i>
83	0,11576	0,13226	0,14691	0,16428	0,17627
84	0,11508	0,13148	0,14605	0,16331	0,17523
85	0,11441	0,13072	0,14520	0,16236	0,17421
86	0,11376	0,12997	0,14437	0,16143	0,17321
87	0,11311	0,12923	0,14355	0,16051	0,17223
88	0,11248	0,12850	0,14274	0,15961	0,17126
89	0,11186	0,12779	0,14195	0,15873	0,17031
90	0,11124	0,12709	0,14117	0,15786	0,16938
91	0,11064	0,12640	0,14040	0,15700	0,16846
92	0,11005	0,12572	0,13965	0,15616	0,16755
93	0,10947	0,12506	0,13891	0,15533	0,16666
94	0,10889	0,12440	0,13818	0,15451	0,16579
95	0,10833	0,12375	0,13746	0,15371	0,16493
96	0,10777	0,12312	0,13675	0,15291	0,16408
97	0,10722	0,12249	0,13606	0,15214	0,16324
98	0,10668	0,12187	0,13537	0,15137	0,16242
99	0,10615	0,12126	0,13469	0,15061	0,16161
100	0,10563	0,12067	0,13403	0,14987	0,16081

Setor de Emboque: Parâmetros do Maciço Rochoso

O Apêndice B reúne os valores de cobertura do túnel e do GSI do maciço rochoso, ambos obtidos diretamente do mapeamento geológico do túnel de Yacambú-Quíbor. Além disso, também são apresentados os parâmetros calculados para cada trecho do setor de emboque. Assim, os parâmetros foram calculados por meio das Equações 2.2, 2.3 e 2.4 do critério de ruptura generalizado de Hoek-Brown. De forma similar, o módulo de deformabilidade do maciço rochoso foi determinado a partir da equação simplificada de Hoek & Diederichs (Equação 2.5). Portanto, os valores calculados podem ser apreciados nas tabelas a seguir, cuja organização é apresentada a seguir:

- Tabela B.1 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “A” do setor de emboque para $D = 0,50$;
- Tabela B.2 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “B” do setor de emboque para $D = 0,25$;
- Tabela B.3 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “C” do setor de emboque para $D = 0,25$;
- Tabela B.4 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “D” do setor de emboque para $D = 0$;
- Tabela B.5 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “E” do setor de emboque para $D = 0,50$;
- Tabela B.6 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “F” do setor de emboque para $D = 0,25$;
- Tabela B.7 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “G” do setor de emboque para $D = 0$.

Tabela B.1 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “A” do setor de emboque para $D = 0,50$.

<i>Posição (m)</i>	<i>Cobertura do Túnel (m)</i>	<i>GSI</i>	<i>m_b (m_i = 7)</i>	<i>s</i>	<i>a</i>	<i>E_m (MPa)</i>
6.700	1.058,0	40	0,402	0,00034	0,511	986
6.702	1.058,1	40	0,402	0,00034	0,511	986
6.705	1.058,2	40	0,402	0,00034	0,511	986
6.708	1.058,3	39	0,383	0,00029	0,512	902
6.710	1.058,4	45	0,510	0,00065	0,508	1.542
6.713	1.058,5	45	0,510	0,00065	0,508	1.542
6.716	1.058,6	45	0,510	0,00065	0,508	1.542
6.719	1.058,7	45	0,510	0,00065	0,508	1.542
6.722	1.058,8	45	0,510	0,00065	0,508	1.542
6.724	1.058,9	45	0,510	0,00065	0,508	1.542
6.728	1.059,0	40	0,402	0,00034	0,511	986
6.732	1.059,2	40	0,402	0,00034	0,511	986
6.734	1.059,2	39	0,383	0,00029	0,512	902
6.741	1.059,5	28	0,227	0,00007	0,526	334
Média		41	0,433	0,00045	0,511	1.166
Desvio Padrão		5	0,082	0,00020	0,005	376

Tabela B.2 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “B” do setor de emboque para $D = 0,25$.

<i>Posição (m)</i>	<i>Cobertura do Túnel (m)</i>	<i>GSI</i>	<i>m_b (m_i = 7)</i>	<i>s</i>	<i>a</i>	<i>E_m (MPa)</i>
6.741	1.059,5	28	0,371	0,00016	0,526	686
6.744	1.059,6	28	0,371	0,00016	0,526	686
6.747	1.059,7	30	0,402	0,00021	0,522	821
6.750	1.059,8	30	0,402	0,00021	0,522	821
6.753	1.059,9	28	0,371	0,00016	0,526	686
6.756	1.060,1	28	0,371	0,00016	0,526	686
6.758	1.060,1	28	0,371	0,00016	0,526	686
6.759	1.060,2	30	0,402	0,00021	0,522	821
6.761	1.060,3	30	0,402	0,00021	0,522	821
6.763	1.060,4	33	0,454	0,00030	0,518	1.076
Média		29	0,392	0,00019	0,524	779
Desvio Padrão		2	0,027	0,00004	0,002	124

Tabela B.3 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “C” do setor de emboque para $D = 0,25$.

<i>Posição (m)</i>	<i>Cobertura do Túnel (m)</i>	<i>GSI</i>	<i>m_b (m_i = 7)</i>	<i>s</i>	<i>a</i>	<i>E_m (MPa)</i>
6.763	1.060,4	33	0,454	0,00030	0,518	1.076
6.764	1.060,4	33	0,454	0,00030	0,518	1.076
6.765	1.060,4	33	0,454	0,00030	0,518	1.076
6.767	1.060,5	33	0,454	0,00030	0,518	1.076
6.768	1.060,6	33	0,454	0,00030	0,518	1.076
6.770	1.060,7	33	0,454	0,00030	0,518	1.076
6.772	1.060,7	33	0,454	0,00030	0,518	1.076
6.774	1.060,8	30	0,402	0,00021	0,522	821
6.776	1.060,9	39	0,580	0,00061	0,512	1.839
6.777	1.061,0	39	0,580	0,00061	0,512	1.839
6.778	1.061,0	39	0,580	0,00061	0,512	1.839
6.783	1.061,3	39	0,580	0,00061	0,512	1.839
6.786	1.061,4	30	0,402	0,00021	0,522	821
6.787	1.061,5	30	0,402	0,00021	0,522	821
6.794	1.061,8	30	0,402	0,00021	0,522	821
6.797	1.062,0	38	0,557	0,00054	0,513	1.683
6.798	1.062,1	35	0,493	0,00038	0,516	1.287
6.800	1.062,2	35	0,493	0,00038	0,516	1.287
6.801	1.062,2	36	0,514	0,00043	0,515	1.407
6.804	1.062,4	30	0,402	0,00021	0,522	821
6.806	1.062,5	26	0,341	0,00013	0,529	573
Média		34	0,472	0,00035	0,518	1.201
Desvio Padrão		4	0,071	0,00016	0,004	397

Tabela B.4 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “D” do setor de emboque para $D = 0$.

<i>Posição (m)</i>	<i>Cobertura do Túnel (m)</i>	<i>GSI</i>	<i>m_b (m_i = 7)</i>	<i>s</i>	<i>a</i>	<i>E_m (MPa)</i>
6.806	1.062,5	26	0,498	0,00027	0,529	1.149
6.807	1.062,6	26	0,498	0,00027	0,529	1.149
6.821	1.063,5	26	0,498	0,00027	0,529	1.149
6.823	1.063,6	26	0,498	0,00027	0,529	1.149
6.826	1.063,8	26	0,498	0,00027	0,529	1.149
6.828	1.063,9	26	0,498	0,00027	0,529	1.149

Tabela B.4 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “D” do setor de emboque para $D = 0$ (continuação).

<i>Posição (m)</i>	<i>Cobertura do Túnel (m)</i>	<i>GSI</i>	<i>m_b ($m_i = 7$)</i>	<i>s</i>	<i>a</i>	<i>E_m (MPa)</i>
6.831	1.064,2	26	0,498	0,00027	0,529	1.149
6.833	1.064,3	26	0,498	0,00027	0,529	1.149
6.834	1.064,4	26	0,498	0,00027	0,529	1.149
6.836	1.064,5	20	0,402	0,00000	0,544	669
6.837	1.064,6	20	0,402	0,00000	0,544	669
6.841	1.064,9	26	0,498	0,00027	0,529	1.149
6.843	1.065,1	26	0,498	0,00027	0,529	1.149
6.847	1.065,4	26	0,498	0,00027	0,529	1.149
6.849	1.065,5	26	0,498	0,00027	0,529	1.149
6.852	1.065,8	20	0,402	0,00000	0,544	669
6.853	1.065,9	20	0,402	0,00000	0,544	669
6.854	1.066,0	26	0,498	0,00027	0,529	1.149
6.856	1.066,1	26	0,498	0,00027	0,529	1.149
6.859	1.066,4	26	0,498	0,00027	0,529	1.149
6.860	1.066,5	26	0,498	0,00027	0,529	1.149
6.861	1.066,6	26	0,498	0,00027	0,529	1.149
6.864	1.066,8	26	0,498	0,00027	0,529	1.149
6.867	1.067,1	20	0,402	0,00000	0,544	669
6.869	1.067,3	20	0,402	0,00000	0,544	669
6.871	1.067,5	26	0,498	0,00027	0,529	1.149
6.873	1.067,6	26	0,498	0,00027	0,529	1.149
6.876	1.067,9	26	0,498	0,00027	0,529	1.149
6.879	1.068,2	26	0,498	0,00027	0,529	1.149
6.882	1.068,5	26	0,498	0,00027	0,529	1.149
6.885	1.068,8	35	0,687	0,00073	0,516	2.567
6.888	1.069,1	20	0,402	0,00000	0,544	669
6.889	1.069,2	26	0,498	0,00027	0,529	1.149
6.892	1.069,5	26	0,498	0,00027	0,529	1.149
6.893	1.069,6	20	0,402	0,00000	0,544	669
6.894	1.069,7	20	0,402	0,00000	0,544	669
6.895	1.069,8	26	0,498	0,00027	0,529	1.149
6.899	1.070,3	26	0,498	0,00027	0,529	1.149
6.903	1.070,7	26	0,498	0,00027	0,529	1.149
6.906	1.071,0	26	0,498	0,00027	0,529	1.149

Tabela B.4 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “D” do setor de emboque para D = 0 (continuação).

<i>Posição (m)</i>	<i>Cobertura do Túnel (m)</i>	<i>GSI</i>	<i>m_b (m_i = 7)</i>	<i>s</i>	<i>a</i>	<i>E_m (MPa)</i>
6.911	1.071,6	26	0,498	0,00027	0,529	1.149
6.914	1.071,9	26	0,498	0,00027	0,529	1.149
6.917	1.072,3	26	0,498	0,00027	0,529	1.149
6.920	1.072,6	20	0,402	0,00000	0,544	669
6.923	1.073,0	20	0,402	0,00000	0,544	669
6.926	1.073,3	20	0,402	0,00000	0,544	669
6.929	1.073,7	20	0,402	0,00000	0,544	669
6.931	1.073,9	20	0,402	0,00000	0,544	669
6.932	1.074,0	20	0,402	0,00000	0,544	669
6.935	1.074,4	20	0,402	0,00000	0,544	669
6.936	1.074,5	26	0,498	0,00027	0,529	1.149
6.938	1.074,8	31	0,595	0,00047	0,521	1.799
6.941	1.075,1	45	0,982	0,00222	0,508	6.138
<i>Média</i>		25	0,484	0,00023	0,532	1.092
<i>Desvio Padrão</i>		3	0,053	0,00014	0,007	326

Tabela B.5 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “E” do setor de emboque para D = 0,50.

<i>Posição (m)</i>	<i>Cobertura do Túnel (m)</i>	<i>GSI</i>	<i>m_b (m_i = 7)</i>	<i>s</i>	<i>a</i>	<i>E_m (MPa)</i>
6.941	1.075,1	45	0,510	0,00065	0,508	1.542
6.943	1.075,4	43	0,464	0,00050	0,509	1.290
6.947	1.075,9	20	0,155	0,00000	0,544	162
6.953	1.076,7	45	0,510	0,00065	0,508	1.542
6.959	1.077,5	45	0,510	0,00065	0,508	1.542
6.962	1.077,8	45	0,510	0,00065	0,508	1.542
6.966	1.078,4	45	0,510	0,00065	0,508	1.542
6.969	1.078,8	35	0,317	0,00017	0,516	629
6.971	1.079,1	35	0,317	0,00017	0,516	629
6.975	1.079,6	40	0,402	0,00034	0,511	986
6.978	1.080,0	40	0,402	0,00034	0,511	986
6.980	1.080,3	50	0,647	0,00127	0,506	2.401
6.982	1.080,6	50	0,647	0,00127	0,506	2.401
6.985	1.081,0	35	0,317	0,00017	0,516	629

Tabela B.5 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “E” do setor de emboque para $D = 0,50$ (continuação).

<i>Posição (m)</i>	<i>Cobertura do Túnel (m)</i>	<i>GSI</i>	<i>m_b (m_i = 7)</i>	<i>s</i>	<i>a</i>	<i>E_m (MPa)</i>
6.988	1.081,4	35	0,317	0,00017	0,516	629
6.991	1.081,8	50	0,647	0,00127	0,506	2.401
6.994	1.082,2	35	0,317	0,00017	0,516	629
6.997	1.082,6	35	0,317	0,00017	0,516	629
7.000	1.083,1	40	0,402	0,00034	0,511	986
7.003	1.083,5	40	0,402	0,00034	0,511	986
7.009	1.084,3	40	0,402	0,00034	0,511	986
7.010	1.084,5	40	0,402	0,00034	0,511	986
7.012	1.084,8	40	0,402	0,00034	0,511	986
7.015	1.085,2	30	0,250	0,00009	0,522	400
7.016	1.085,4	36	0,332	0,00020	0,515	688
7.020	1.085,9	36	0,332	0,00020	0,515	688
7.021	1.086,1	36	0,332	0,00020	0,515	688
7.023	1.086,4	36	0,332	0,00020	0,515	688
7.024	1.086,5	36	0,332	0,00020	0,515	688
7.029	1.087,2	36	0,332	0,00020	0,515	688
7.031	1.087,5	36	0,332	0,00020	0,515	688
7.035	1.088,1	36	0,332	0,00020	0,515	688
7.038	1.088,5	44	0,486	0,00057	0,509	1.411
7.042	1.089,1	44	0,486	0,00057	0,509	1.411
7.045	1.089,5	20	0,155	0,00000	0,544	162
Média		39	0,396	0,00039	0,514	1.027
Desvio Padrão		7	0,119	0,00033	0,008	572

Tabela B.6 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “F” do setor de emboque para $D = 0,25$.

<i>Posição (m)</i>	<i>Cobertura do Túnel (m)</i>	<i>GSI</i>	<i>m_b (m_i = 7)</i>	<i>s</i>	<i>a</i>	<i>E_m (MPa)</i>
7.045	1.089,5	20	0,267	0,00000	0,544	333
7.048	1.090,0	20	0,267	0,00000	0,544	333
7.051	1.090,4	20	0,267	0,00000	0,544	333
7.054	1.090,9	35	0,493	0,00038	0,516	1.287
7.059	1.091,6	35	0,493	0,00038	0,516	1.287
7.062	1.092,0	35	0,493	0,00038	0,516	1.287

Tabela B.6 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quibor, bem como, parâmetros calculados do trecho “F” do setor de emboque para $D = 0,25$ (continuação).

<i>Posição (m)</i>	<i>Cobertura do Túnel (m)</i>	<i>GSI</i>	<i>m_b (m_i = 7)</i>	<i>s</i>	<i>a</i>	<i>E_m (MPa)</i>
7.065	1.092,4	35	0,493	0,00038	0,516	1.287
7.068	1.092,9	35	0,493	0,00038	0,516	1.287
7.071	1.093,3	35	0,493	0,00038	0,516	1.287
7.074	1.093,7	35	0,493	0,00038	0,516	1.287
7.077	1.094,2	35	0,493	0,00038	0,516	1.287
7.080	1.094,6	35	0,493	0,00038	0,516	1.287
7.083	1.095,0	35	0,493	0,00038	0,516	1.287
7.086	1.095,4	35	0,493	0,00038	0,516	1.287
7.089	1.095,9	20	0,267	0,00000	0,544	333
7.092	1.096,3	20	0,267	0,00000	0,544	333
7.095	1.096,7	20	0,267	0,00000	0,544	333
7.098	1.097,1	36	0,514	0,00043	0,515	1.407
7.101	1.097,5	30	0,402	0,00021	0,522	821
7.104	1.097,9	30	0,402	0,00021	0,522	821
7.108	1.098,5	30	0,402	0,00021	0,522	821
7.110	1.098,8	30	0,402	0,00021	0,522	821
7.113	1.099,2	30	0,402	0,00021	0,522	821
7.116	1.099,6	30	0,402	0,00021	0,522	821
7.119	1.100,0	26	0,341	0,00013	0,529	573
7.122	1.100,4	26	0,341	0,00013	0,529	573
7.125	1.100,8	30	0,402	0,00021	0,522	821
7.128	1.101,2	30	0,402	0,00021	0,522	821
7.132	1.101,7	30	0,402	0,00021	0,522	821
7.134	1.102,0	30	0,402	0,00021	0,522	821
7.138	1.102,5	30	0,402	0,00021	0,522	821
7.141	1.102,9	30	0,402	0,00021	0,522	821
7.143	1.103,1	26	0,341	0,00013	0,529	573
7.147	1.103,6	26	0,341	0,00013	0,529	573
7.149	1.103,9	26	0,341	0,00013	0,529	573
7.152	1.104,2	20	0,267	0,00000	0,544	333
7.156	1.104,7	20	0,267	0,00000	0,544	333
7.159	1.105,1	27	0,356	0,00014	0,527	627
7.161	1.105,3	27	0,356	0,00014	0,527	627
7.164	1.105,7	30	0,402	0,00021	0,522	821

Tabela B.6 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “F” do setor de emboque para $D = 0,25$ (continuação).

<i>Posição (m)</i>	<i>Cobertura do Túnel (m)</i>	<i>GSI</i>	<i>m_b (m_i = 7)</i>	<i>s</i>	<i>a</i>	<i>E_m (MPa)</i>
7.168	1.106,2	30	0,402	0,00021	0,522	821
7.171	1.106,5	30	0,402	0,00021	0,522	821
7.173	1.106,7	26	0,341	0,00013	0,529	573
7.176	1.107,1	26	0,341	0,00013	0,529	573
7.180	1.107,5	26	0,341	0,00013	0,529	573
7.183	1.107,9	26	0,341	0,00013	0,529	573
7.186	1.108,2	26	0,341	0,00013	0,529	573
7.188	1.108,4	26	0,341	0,00013	0,529	573
7.192	1.108,9	20	0,267	0,00000	0,544	333
Média		28	0,385	0,00019	0,526	784
Desvio Padrão		5	0,079	0,00013	0,010	341

Tabela B.7 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “G” do setor de emboque para $D = 0$.

<i>Posição (m)</i>	<i>Cobertura do Túnel (m)</i>	<i>GSI</i>	<i>m_b (m_i = 7)</i>	<i>s</i>	<i>a</i>	<i>E_m (MPa)</i>
7.192	1.108,9	20	0,402	0,00000	0,544	669
7.195	1.109,2	26	0,498	0,00027	0,529	1.149
7.198	1.109,5	20	0,402	0,00000	0,544	669
7.200	1.109,7	24	0,464	0,00000	0,533	960
7.201	1.109,8	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
7.203	1.110,0	20	0,402	0,00000	0,544	669
7.207	1.110,4	20	0,402	0,00000	0,544	669
7.210	1.110,7	20	0,402	0,00000	0,544	669
7.213	1.111,0	20	0,402	0,00000	0,544	669
7.216	1.111,3	20	0,402	0,00000	0,544	669
7.218	1.111,5	30	0,575	0,00042	0,522	1.645
7.219	1.111,6	20	0,402	0,00000	0,544	669
7.220	1.111,7	20	0,402	0,00000	0,544	669
7.223	1.112,0	20	0,402	0,00000	0,544	669
7.226	1.112,3	20	0,402	0,00000	0,544	669
7.229	1.112,6	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
7.232	1.112,8	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
7.235	1.113,1	30	0,575	0,00042	0,522	1.645

Tabela B.7 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “G” do setor de emboque para D = 0 (continuação).

<i>Posição (m)</i>	<i>Cobertura do Túnel (m)</i>	<i>GSI</i>	<i>m_b (m_i = 7)</i>	<i>s</i>	<i>a</i>	<i>E_m (MPa)</i>
7.236	1.113,2	30	0,575	0,00042	0,522	1.645
7.238	1.113,4	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
7.241	1.113,6	30	0,575	0,00042	0,522	1.645
7.244	1.113,9	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
7.247	1.114,2	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
7.250	1.114,4	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
7.253	1.114,7	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
7.256	1.114,9	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
7.260	1.115,3	20	0,402	0,00000	0,544	669
7.261	1.115,3	20	0,402	0,00000	0,544	669
7.262	1.115,4	20	0,402	0,00000	0,544	669
7.265	1.115,7	20	0,402	0,00000	0,544	669
7.268	1.115,9	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
7.273	1.116,3	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
7.276	1.116,5	20	0,402	0,00000	0,544	669
7.277	1.116,6	20	0,402	0,00000	0,544	669
7.281	1.116,9	20	0,402	0,00000	0,544	669
7.282	1.117,0	20	0,402	0,00000	0,544	669
7.285	1.117,2	20	0,402	0,00000	0,544	669
7.288	1.117,4	20	0,402	0,00000	0,544	669
7.291	1.117,6	20	0,402	0,00000	0,544	669
7.293	1.117,8	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
7.297	1.118,1	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
7.299	1.118,2	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
7.303	1.118,5	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
7.306	1.118,7	20	0,402	0,00000	0,544	669
7.309	1.118,9	20	0,402	0,00000	0,544	669
7.312	1.119,2	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
7.315	1.119,4	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
7.318	1.119,6	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
7.321	1.119,8	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
7.324	1.120,0	30	0,575	0,00042	0,522	1.645
7.327	1.120,2	30	0,575	0,00042	0,522	1.645
7.330	1.120,4	30	0,575	0,00042	0,522	1.645

Tabela B.7 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “G” do setor de emboque para $D = 0$ (continuação).

<i>Posição (m)</i>	<i>Cobertura do Túnel (m)</i>	<i>GSI</i>	<i>m_b ($m_i = 7$)</i>	<i>s</i>	<i>a</i>	<i>E_m (MPa)</i>
7.333	1.120,6	30	0,575	0,00042	0,522	1.645
7.336	1.120,8	30	0,575	0,00042	0,522	1.645
7.341	1.121,2	30	0,575	0,00042	0,522	1.645
7.342	1.121,3	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
7.345	1.121,5	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
7.348	1.121,7	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
7.351	1.121,9	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
7.353	1.122,1	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
7.356	1.122,3	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
7.357	1.122,4	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
7.360	1.122,6	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
7.363	1.122,8	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
7.366	1.123,1	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
7.369	1.123,3	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
7.372	1.123,6	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
7.375	1.123,8	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
7.378	1.124,1	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
7.382	1.124,4	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
7.384	1.124,6	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
7.387	1.124,8	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
7.389	1.125,0	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
7.392	1.125,3	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
7.393	1.125,4	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
7.398	1.125,9	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
7.399	1.126,0	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
7.400	1.126,1	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
<i>Média</i>		24	0,468	0,00019	0,534	1.009
<i>Desvio Padrão</i>		3	0,054	0,00014	0,007	300

Setor de Desemboque: Parâmetros do Maciço Rochoso

O Apêndice C reúne os valores de cobertura do túnel e do GSI do maciço rochoso, ambos obtidos diretamente do mapeamento geológico do túnel de Yacambú-Quíbor. Além disso, também são apresentados os parâmetros calculados para cada trecho do setor de emboque. Assim, os parâmetros foram calculados por meio das Equações 2.2, 2.3 e 2.4 do critério de ruptura generalizado de Hoek-Brown. De forma similar, o módulo de deformabilidade do maciço rochoso foi determinado a partir da equação simplificada de Hoek & Diederichs (Equação 2.5). Portanto, os valores calculados podem ser apreciados nas tabelas a seguir, cuja organização é apresentada a seguir:

- Tabela C.1 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “A” do setor de desemboque para $D = 0$;
- Tabela C.2 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “B” do setor de desemboque para $D = 0,50$;
- Tabela C.3 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “C” do setor de desemboque para $D = 0$;
- Tabela C.4 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “D” do setor de desemboque para $D = 0,25$;
- Tabela C.5 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “E” do setor de desemboque para $D = 0,50$;
- Tabela C.6 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “F” do setor de desemboque para $D = 0,25$;
- Tabela C.7 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “G” do setor de desemboque para $D = 0$;
- Tabela C.8 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “H” do setor de desemboque para $D = 0,25$.

Tabela C.1 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “A” do setor de desemboque para $D = 0$.

<i>Posição (m)</i>	<i>Cobertura do Túnel (m)</i>	<i>GSI</i>	<i>m_b ($m_i = 7$)</i>	<i>s</i>	<i>a</i>	<i>E_m (MPa)</i>
11.000	1.289,3	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.009	1.282,0	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.015	1.277,4	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.025	1.269,9	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.033	1.264,2	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.042	1.258,1	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.050	1.252,8	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.051	1.252,1	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.052	1.251,5	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.054	1.250,2	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.055	1.249,6	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.057	1.248,3	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.058	1.247,7	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.061	1.245,8	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.064	1.244,0	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.066	1.242,8	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.071	1.239,8	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.073	1.238,7	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.076	1.236,9	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.078	1.235,8	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.082	1.233,5	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.083	1.233,0	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.084	1.232,4	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.087	1.230,8	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.091	1.228,6	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.092	1.228,0	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.093	1.227,5	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.096	1.225,9	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.099	1.224,4	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.101	1.223,3	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.103	1.222,3	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.104	1.221,8	30	0,575	0,00042	0,522	1.645
11.106	1.220,8	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.107	1.220,3	25	0,481	0,00024	0,531	1.050

Tabela C.1 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “A” do setor de desemboque para D = 0 (continuação).

<i>Posição (m)</i>	<i>Cobertura do Túnel (m)</i>	<i>GSI</i>	<i>m_b (m_i = 7)</i>	<i>s</i>	<i>a</i>	<i>E_m (MPa)</i>
11.109	1.219,3	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.111	1.218,3	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.113	1.217,3	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.115	1.216,3	45	0,982	0,00222	0,508	6.138
Média		24	0,474	0,00027	0,534	1.090
Desvio Padrão		4	0,094	0,00033	0,007	866

Tabela C.2 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “B” do setor de desemboque para D = 0,50.

<i>Posição (m)</i>	<i>Cobertura do Túnel (m)</i>	<i>GSI</i>	<i>m_b (m_i = 7)</i>	<i>s</i>	<i>a</i>	<i>E_m (MPa)</i>
11.115	1.216,3	45	0,510	0,00065	0,508	1.542
11.116	1.215,8	45	0,510	0,00065	0,508	1.542
11.119	1.214,4	45	0,510	0,00065	0,508	1.542
11.121	1.213,4	45	0,510	0,00065	0,508	1.542
11.122	1.213,0	45	0,510	0,00065	0,508	1.542
11.125	1.211,6	45	0,510	0,00065	0,508	1.542
11.127	1.210,6	20	0,155	0,00002	0,544	162
11.128	1.210,2	20	0,155	0,00002	0,544	162
Média		39	0,421	0,00050	0,517	1.197
Desvio Padrão		12	0,164	0,00029	0,016	639

Tabela C.3 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “C” do setor de desemboque para D = 0.

<i>Posição (m)</i>	<i>Cobertura do Túnel (m)</i>	<i>GSI</i>	<i>m_b (m_i = 7)</i>	<i>s</i>	<i>a</i>	<i>E_m (MPa)</i>
11.128	1.210,2	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.130	1.209,3	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.134	1.207,5	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.136	1.206,6	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.139	1.205,2	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.141	1.204,4	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.143	1.203,5	20	0,402	0,00014	0,544	669

Tabela C.3 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “C” do setor de desemboque para $D = 0$ (continuação).

<i>Posição (m)</i>	<i>Cobertura do Túnel (m)</i>	<i>GSI</i>	<i>m_b (m_i = 7)</i>	<i>s</i>	<i>A</i>	<i>E_m (MPa)</i>
11.145	1.202,6	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.146	1.202,2	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.148	1.201,4	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.151	1.200,1	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.152	1.199,7	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.154	1.198,9	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.156	1.198,0	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.157	1.197,6	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.158	1.197,2	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.161	1.196,0	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.164	1.194,8	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.166	1.194,0	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.167	1.193,6	30	0,575	0,00042	0,522	1.645
11.170	1.192,5	30	0,575	0,00042	0,522	1.645
11.172	1.191,7	30	0,575	0,00042	0,522	1.645
11.173	1.191,3	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.178	1.189,4	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.181	1.188,3	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.182	1.188,0	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.184	1.187,2	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.186	1.186,5	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.188	1.185,8	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.191	1.184,7	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.193	1.184,0	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.194	1.183,7	30	0,575	0,00042	0,522	1.645
11.198	1.182,3	30	0,575	0,00042	0,522	1.645
11.200	1.181,6	30	0,575	0,00042	0,522	1.645
11.201	1.181,3	30	0,575	0,00042	0,522	1.645
11.203	1.180,6	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.207	1.179,2	30	0,575	0,00042	0,522	1.645
11.209	1.178,6	30	0,575	0,00042	0,522	1.645
11.211	1.177,9	30	0,575	0,00042	0,522	1.645
11.213	1.177,3	30	0,575	0,00042	0,522	1.645
11.216	1.176,3	25	0,481	0,00024	0,531	1.050

Tabela C.3 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “C” do setor de desemboque para $D = 0$ (continuação).

<i>Posição (m)</i>	<i>Cobertura do Túnel (m)</i>	<i>GSI</i>	<i>m_b (m_i = 7)</i>	<i>s</i>	<i>a</i>	<i>E_m (MPa)</i>
11.218	1.175,7	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.220	1.175,1	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.222	1.174,4	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.224	1.173,8	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.226	1.173,2	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.229	1.172,3	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.231	1.171,7	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.232	1.171,4	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.234	1.170,8	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.235	1.170,5	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.237	1.169,9	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.239	1.169,3	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.241	1.168,8	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.244	1.167,9	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.247	1.167,1	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.250	1.166,2	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.252	1.165,7	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.255	1.164,9	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.258	1.164,1	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.261	1.163,3	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.264	1.162,5	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.267	1.161,7	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.270	1.161,0	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.273	1.160,2	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.274	1.160,0	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.276	1.159,5	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.279	1.158,8	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.281	1.158,3	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.282	1.158,1	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.284	1.157,6	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.293	1.155,5	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.296	1.154,9	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.299	1.154,2	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.302	1.153,6	30	0,575	0,00042	0,522	1.645

Tabela C.3 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “C” do setor de desemboque para $D = 0$ (continuação).

<i>Posição (m)</i>	<i>Cobertura do Túnel (m)</i>	<i>GSI</i>	<i>m_b (m_i = 7)</i>	<i>s</i>	<i>A</i>	<i>E_m (MPa)</i>
11.305	1.152,9	30	0,575	0,00042	0,522	1.645
<i>Média</i>		23	0,446	0,00020	0,538	906
<i>Desvio Padrão</i>		4	0,066	0,00011	0,009	368

Tabela C.4 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “D” do setor de desemboque para $D = 0,25$.

<i>Posição (m)</i>	<i>Cobertura do Túnel (m)</i>	<i>GSI</i>	<i>m_b (m_i = 7)</i>	<i>s</i>	<i>a</i>	<i>E_m (MPa)</i>
11.305	1.152,9	30	0,402	0,00021	0,522	821
11.311	1.151,7	30	0,402	0,00021	0,522	821
11.314	1.151,1	30	0,402	0,00021	0,522	821
11.317	1.150,5	30	0,402	0,00021	0,522	821
11.320	1.149,9	30	0,402	0,00021	0,522	821
11.323	1.149,3	30	0,402	0,00021	0,522	821
11.326	1.148,7	30	0,402	0,00021	0,522	821
11.329	1.148,1	30	0,402	0,00021	0,522	821
11.332	1.147,6	35	0,493	0,00038	0,516	1.287
11.335	1.147,0	30	0,402	0,00021	0,522	821
11.338	1.146,5	30	0,402	0,00021	0,522	821
11.341	1.146,0	30	0,402	0,00021	0,522	821
11.344	1.145,5	30	0,402	0,00021	0,522	821
11.347	1.144,9	30	0,402	0,00021	0,522	821
11.351	1.144,3	35	0,493	0,00038	0,516	1.287
11.353	1.143,9	35	0,493	0,00038	0,516	1.287
11.356	1.143,5	35	0,493	0,00038	0,516	1.287
11.359	1.143,0	30	0,402	0,00021	0,522	821
11.362	1.142,5	30	0,402	0,00021	0,522	821
11.366	1.141,9	30	0,402	0,00021	0,522	821
11.368	1.141,6	30	0,402	0,00021	0,522	821
11.370	1.141,3	25	0,328	0,00011	0,531	523
11.373	1.140,9	25	0,328	0,00011	0,531	523
11.374	1.140,7	25	0,328	0,00011	0,531	523
11.376	1.140,4	25	0,328	0,00011	0,531	523
11.379	1.140,0	30	0,402	0,00021	0,522	821

Tabela C.4 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “D” do setor de desemboque para D = 0,25 (continuação).

<i>Posição (m)</i>	<i>Cobertura do Túnel (m)</i>	<i>GSI</i>	<i>m_b (m_i = 7)</i>	<i>s</i>	<i>a</i>	<i>E_m (MPa)</i>
11.382	1.139,6	30	0,402	0,00021	0,522	821
11.385	1.139,2	35	0,493	0,00038	0,516	1.287
11.388	1.138,8	35	0,493	0,00038	0,516	1.287
11.392	1.138,2	30	0,402	0,00021	0,522	821
11.394	1.138,0	35	0,493	0,00038	0,516	1.287
11.396	1.137,7	35	0,493	0,00038	0,516	1.287
11.400	1.137,2	35	0,493	0,00038	0,516	1.287
11.402	1.137,0	35	0,493	0,00038	0,516	1.287
11.404	1.136,7	40	0,605	0,00069	0,511	2.011
11.407	1.136,4	45	0,742	0,00127	0,508	3.126
Média		32	0,434	0,00029	0,521	1.015
Desvio Padrão		4	0,080	0,00021	0,005	475

Tabela C.5 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “E” do setor de desemboque para D = 0,50.

<i>Posição (m)</i>	<i>Cobertura do Túnel (m)</i>	<i>GSI</i>	<i>m_b (m_i = 7)</i>	<i>s</i>	<i>a</i>	<i>E_m (MPa)</i>
11.407	1.136,4	45	0,510	0,00065	0,508	1.542
11.409	1.136,1	50	0,647	0,00127	0,506	2.401
11.413	1.135,6	50	0,647	0,00127	0,506	2.401
11.416	1.135,3	50	0,647	0,00127	0,506	2.401
11.419	1.134,9	50	0,647	0,00127	0,506	2.401
11.422	1.134,6	50	0,647	0,00127	0,506	2.401
11.425	1.134,3	40	0,402	0,00034	0,511	986
11.428	1.134,0	35	0,317	0,00017	0,516	629
11.431	1.133,6	40	0,402	0,00034	0,511	986
11.434	1.133,3	40	0,402	0,00034	0,511	986
11.437	1.133,0	40	0,402	0,00034	0,511	986
11.440	1.132,7	40	0,402	0,00034	0,511	986
11.443	1.132,4	35	0,317	0,00017	0,516	629
Média		43	0,492	0,00070	0,510	1.518
Desvio Padrão		6	0,136	0,00049	0,004	758

Tabela C.6 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “F” do setor de desemboque para D = 0,25.

<i>Posição (m)</i>	<i>Cobertura do Túnel (m)</i>	<i>GSI</i>	<i>m_b (m_i = 7)</i>	<i>s</i>	<i>a</i>	<i>E_m (MPa)</i>
11.443	1.132,4	35	0,493	0,00038	0,516	1.287
11.446	1.132,1	35	0,493	0,00038	0,516	1.287
11.449	1.131,8	35	0,493	0,00038	0,516	1.287
11.452	1.131,5	35	0,493	0,00038	0,516	1.287
11.455	1.131,2	35	0,493	0,00038	0,516	1.287
11.458	1.130,9	35	0,493	0,00038	0,516	1.287
11.459	1.130,8	35	0,493	0,00038	0,516	1.287
11.462	1.130,5	40	0,605	0,00069	0,511	2.011
11.464	1.130,3	35	0,493	0,00038	0,516	1.287
11.466	1.130,1	35	0,493	0,00038	0,516	1.287
11.470	1.129,7	45	0,742	0,00127	0,508	3.126
Média		36	0,526	0,00049	0,515	1.520
Desvio Padrão		3	0,079	0,00028	0,003	575

Tabela C.7 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “G” do setor de desemboque para D = 0.

<i>Posição (m)</i>	<i>Cobertura do Túnel (m)</i>	<i>GSI</i>	<i>m_b (m_i = 7)</i>	<i>s</i>	<i>a</i>	<i>E_m (MPa)</i>
11.470	1.129,7	45	0,982	0,00222	0,508	6.138
11.473	1.129,4	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.474	1.129,3	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.478	1.128,9	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.479	1.128,8	30	0,575	0,00042	0,522	1.645
11.481	1.128,6	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.482	1.128,5	30	0,575	0,00042	0,522	1.645
11.484	1.128,3	30	0,575	0,00042	0,522	1.645
11.486	1.128,1	30	0,575	0,00042	0,522	1.645
11.487	1.128,0	30	0,575	0,00042	0,522	1.645
11.489	1.127,8	30	0,575	0,00042	0,522	1.645
11.490	1.127,7	30	0,575	0,00042	0,522	1.645
11.492	1.127,5	30	0,575	0,00042	0,522	1.645
11.493	1.127,4	30	0,575	0,00042	0,522	1.645
11.495	1.127,3	30	0,575	0,00042	0,522	1.645
11.496	1.127,2	30	0,575	0,00042	0,522	1.645

Tabela C.7 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quibor, bem como, parâmetros calculados do trecho “G” do setor de desemboque para D = 0 (continuação).

<i>Posição (m)</i>	<i>Cobertura do Túnel (m)</i>	<i>GSI</i>	<i>m_b (m_i = 7)</i>	<i>s</i>	<i>a</i>	<i>E_m (MPa)</i>
11.498	1.127,0	30	0,575	0,00042	0,522	1.645
11.499	1.126,8	35	0,687	0,00073	0,516	2.567
11.504	1.126,3	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.509	1.125,8	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.513	1.125,4	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.514	1.125,3	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.516	1.125,1	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.517	1.125,0	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.521	1.124,5	20	0,402	0,00014	0,544	669
11.522	1.124,4	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.523	1.124,3	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.524	1.124,2	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.526	1.123,9	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.528	1.123,7	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.529	1.123,6	25	0,481	0,00024	0,531	1.050
11.534	1.123,0	30	0,575	0,00042	0,522	1.645
11.535	1.122,9	30	0,575	0,00042	0,522	1.645
11.537	1.122,6	30	0,575	0,00042	0,522	1.645
11.538	1.122,5	30	0,575	0,00042	0,522	1.645
11.541	1.122,1	27	0,516	0,00030	0,527	1.257
11.543	1.121,8	27	0,516	0,00030	0,527	1.257
11.544	1.121,7	27	0,516	0,00030	0,527	1.257
11.546	1.121,4	27	0,516	0,00030	0,527	1.257
11.547	1.121,3	27	0,516	0,00030	0,527	1.257
11.549	1.121,0	27	0,516	0,00030	0,527	1.257
11.550	1.120,9	27	0,516	0,00030	0,527	1.257
11.552	1.120,6	27	0,516	0,00030	0,527	1.257
11.553	1.120,5	30	0,575	0,00042	0,522	1.645
11.555	1.120,2	30	0,575	0,00042	0,522	1.645
11.556	1.120,0	30	0,575	0,00042	0,522	1.645
11.558	1.119,7	33	0,640	0,00058	0,518	2.150
Média		28	0,540	0,00038	0,526	1.474
Desvio Padrão		4	0,087	0,00030	0,006	785

Tabela C.8 – Valores da cobertura e do GSI do túnel de Yacambú-Quíbor, bem como, parâmetros calculados do trecho “H” do setor de desemboque para D = 0,25.

<i>Posição (m)</i>	<i>Cobertura do Túnel (m)</i>	<i>GSI</i>	<i>m_b (m_i = 7)</i>	<i>s</i>	<i>a</i>	<i>E_m (MPa)</i>
11.558	1.119,7	33	0,454	0,00030	0,518	1.076
11.561	1.119,3	33	0,454	0,00030	0,518	1.076
11.562	1.119,1	33	0,454	0,00030	0,518	1.076
11.564	1.118,8	33	0,454	0,00030	0,518	1.076
11.565	1.118,6	33	0,454	0,00030	0,518	1.076
11.567	1.118,3	33	0,454	0,00030	0,518	1.076
11.569	1.118,0	33	0,454	0,00030	0,518	1.076
11.572	1.117,4	35	0,493	0,00038	0,516	1.287
11.573	1.117,3	35	0,493	0,00038	0,516	1.287
11.575	1.116,9	34	0,473	0,00034	0,517	1.177
11.576	1.116,7	34	0,473	0,00034	0,517	1.177
11.578	1.116,4	34	0,473	0,00034	0,517	1.177
11.579	1.116,2	34	0,473	0,00034	0,517	1.177
11.581	1.115,8	34	0,473	0,00034	0,517	1.177
11.582	1.115,6	30	0,402	0,00021	0,522	821
11.584	1.115,2	30	0,402	0,00021	0,522	821
11.585	1.115,0	30	0,402	0,00021	0,522	821
11.587	1.114,6	30	0,402	0,00021	0,522	821
11.588	1.114,4	30	0,402	0,00021	0,522	821
11.590	1.114,0	30	0,402	0,00021	0,522	821
11.591	1.113,8	30	0,402	0,00021	0,522	821
11.594	1.113,1	30	0,402	0,00021	0,522	821
11.597	1.112,4	35	0,493	0,00038	0,516	1.287
11.600	1.111,7	35	0,493	0,00038	0,516	1.287
<i>Média</i>		33	0,447	0,00029	0,519	1.047
<i>Desvio Padrão</i>		2	0,035	0,00007	0,003	178

Setor de Emboque: Metodologia Probabilística de Previsão

O Apêndice D reúne os valores da probabilidade de contorno obtidos dos trechos do setor de emboque, a partir da *metodologia probabilística de previsão*. Os valores foram determinados para um grau de confiabilidade (α) igual a 5%, ou seja, os valores detêm uma certeza de acerto igual a 95%. Além disso, estão graficamente representadas comparações entre os resultados da metodologia (análises a curto prazo) e os resultados numéricos. Os valores da probabilidade de contorno estão organizados da seguinte forma:

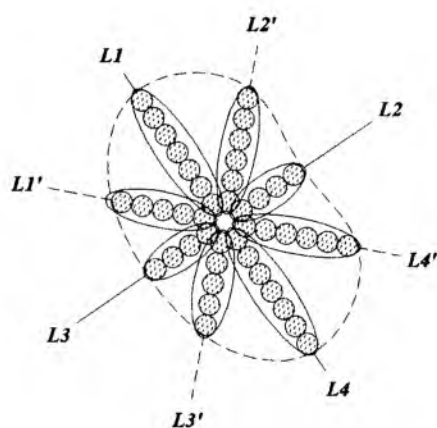
- Tabela D.1 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “A” do setor de emboque obtida do afastamento, em nº de diâmetros, da parede do túnel;
- Tabela D.2 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “B” do setor de emboque obtida do afastamento, em nº de diâmetros, da parede do túnel;
- Tabela D.3 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “C” do setor de emboque obtida do afastamento, em nº de diâmetros, da parede do túnel;
- Tabela D.4 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “D” do setor de emboque obtida do afastamento, em nº de diâmetros, da parede do túnel;
- Tabela D.5 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “E” do setor de emboque obtida do afastamento, em nº de diâmetros, da parede do túnel;
- Tabela D.6 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “F” do setor de emboque obtida do afastamento, em nº de diâmetros, da parede do túnel;
- Tabela D.7 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “G” do setor de emboque obtida do afastamento, em nº de diâmetros, da parede do túnel.

Tabela D.1 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “A” do setor de emboque obtida do afastamento, em nº de diâmetros, da parede do túnel.

Tipo de Análises	Nº de Diâmetros	Linhas de Controle							
		Paralela à σ_1				45° à σ_1 (Anti-horário)			
		L1	L2	L3	L4	L1'	L2'	L3'	L4'
Curto Prazo	1	0,1	0	0	0,1	0	0	0	0,4
	2	1,6	7,9	1,1	0,9	0,2	3,0	0	4,4
	3	11,3	68,7	71,3	7,8	20,5	29,3	0,4	22,6
	4	38,7	96,7	99,5	31,3	78,1	65,5	63,4	58,1
	5	73,8	99,8	100	67,2	98,3	87,1	99,6	87,7
	6	94,1	99,9	100	91,6	99,9	95,8	100	98,3
	7	99,4	100	100	98,9	100	98,7	100	99,9
	8	99,9	100	100	99,9	100	99,6	100	100
	9	100	100	100	100	100	99,9	100	100
	10	100	100	100	100	100	100	100	100
Longo Prazo	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	0	0	0	0	0	0	0	0
	3	0	2,8	0	0	0	0,1	0	0
	4	0,1	51,1	15,7	0	0,2	3,6	0,3	1,0
	5	1,9	97,6	99,7	0	5,2	30,5	11,0	25,4
	6	16,1	100	100	0,6	37,1	70,7	53,1	75,5
	7	53,9	100	100	9,2	83,3	92,5	89,4	96,7
	8	88,2	100	100	38,9	98,8	98,6	98,9	99,8
	9	98,9	100	100	74,1	99,9	99,8	99,9	99,9
	10	100	100	100	93,0	100	100	100	100

Valores em percentagem.

Metodologia Probabilística de Previsão



Resultado Numérico

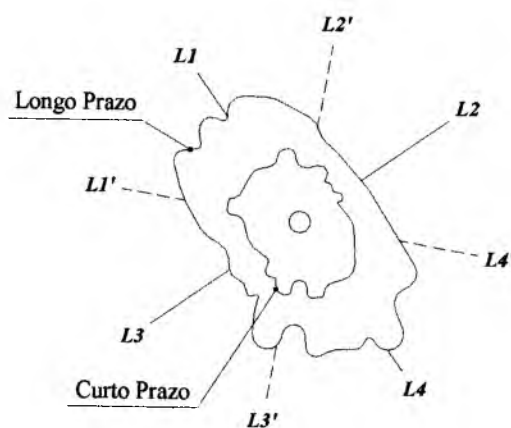
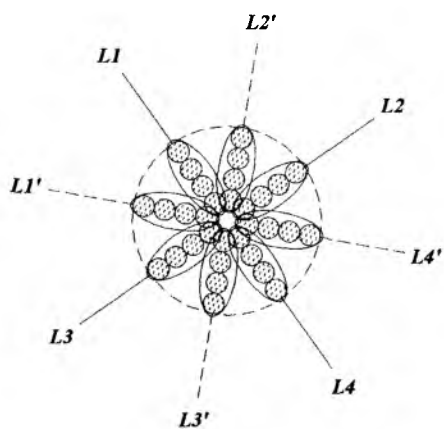


Tabela D.2 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “B” do setor de emboque obtida do afastamento, em n° de diâmetros, da parede do túnel.

Tipo de Análises	N° de Diâmetros	Linhas de Controle							
		Paralela à σ_1				45° à σ_1 (Anti-horário)			
		L1	L2	L3	L4	L1'	L2'	L3'	L4'
Curto Prazo	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	0	0	0	0	0	0	0	0
	3	0	0	18,4	0	0	0	0	0
	4	100	100	99,1	100	100	100	100	100
	5	100	100	100	100	100	100	100	100
	6	100	100	100	100	100	100	100	100
	7	100	100	100	100	100	100	100	100
	8	100	100	100	100	100	100	100	100
	9	100	100	100	100	100	100	100	100
	10	100	100	100	100	100	100	100	100
Longo Prazo	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	0	0	0	0	0	0	0	0
	3	0	0	0	0	0	0	0	0
	4	0	0	0	0	0	1,1	0	0
	5	7,6	0	1,9	0,6	0	22,4	0	7,4
	6	81,2	99,9	53,7	82,1	98,2	78,0	0,1	59,3
	7	99,8	100	97,2	100	100	98,9	100	95,1
	8	100	100	99,9	100	100	99,9	100	99,8
	9	100	100	100	100	100	100	100	100
	10	100	100	100	100	100	100	100	100

Valores em percentagem.

Metodologia Probabilística de Previsão



Resultado Numérico

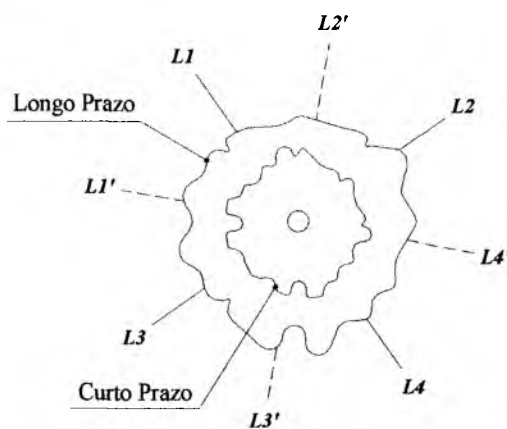
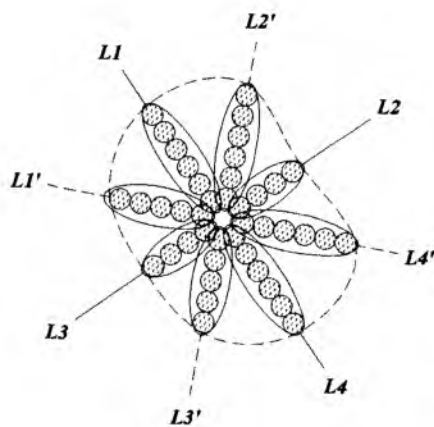


Tabela D.3 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “C” do setor de emboque obtida do afastamento, em nº de diâmetros, da parede do túnel.

Tipo de Análises	Nº de Diâmetros	Linhas de Controle							
		Paralela à σ_1				45° à σ_1 (Anti-horário)			
		L1	L2	L3	L4	L1'	L2'	L3'	L4'
Curto Prazo	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	0	1,2	0,2	0	0	0,4	0	0
	3	0,2	67,3	51,7	0	0,6	16,8	0,7	1,6
	4	18,6	99,1	99,9	7,8	80,0	59,5	58,8	42,5
	5	75,5	99,9	100	68,8	100	87,9	98,9	90,7
	6	97,6	100	100	97,9	100	97,3	100	99,5
	7	99,9	100	100	99,9	100	99,5	100	99,9
	8	100	100	100	100	100	99,9	100	100
	9	100	100	100	100	100	99,9	100	100
	10	100	100	100	100	100	100	100	100
Longo Prazo	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	0	0	0	0	0	0	0	0
	3	0	5,5	0	0	0	0	0	0,1
	4	0	58,7	14,9	0	0,2	0,9	0	3,1
	5	0	97,9	99,2	0,2	5,3	21,2	0	23,2
	6	2,4	99,9	100	1,9	36,7	68,8	10,2	65,5
	7	42,8	100	100	11,8	82,4	94,3	98,9	93,7
	8	91,6	100	100	38,4	98,6	99,4	100	99,6
	9	99,7	100	100	72,5	99,9	99,9	100	99,9
	10	100	100	100	93,2	100	100	100	100

Valores em percentagem.

Metodologia Probabilística de Previsão



Resultado Numérico

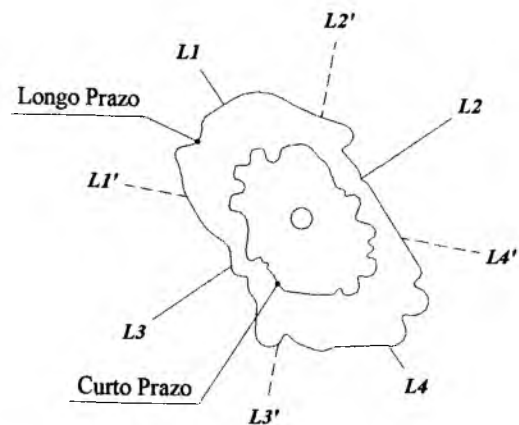
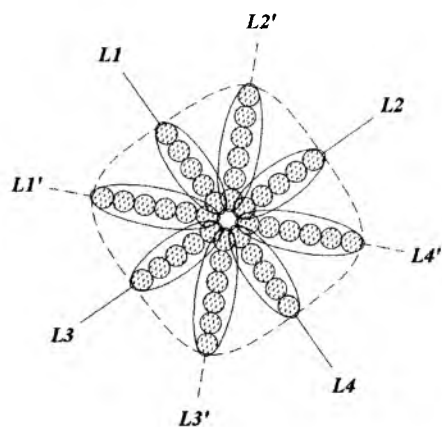


Tabela D.4 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “D” do setor de emboque obtida do afastamento, em nº de diâmetros, da parede do túnel.

Tipo de Análises	Nº de Diâmetros	Linhas de Controle							
		Paralela à σ_1				45° à σ_1 (Anti-horário)			
		L1	L2	L3	L4	L1'	L2'	L3'	L4'
Curto Prazo	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	0	0	0	0	0	0	0	0
	3	3,4	1,0	0	0,3	3,3	2,4	0,3	2,9
	4	62,0	58,6	5,1	36,9	51,1	41,4	26,3	44,7
	5	99,3	98,5	99,9	95,3	93,1	87,4	88,5	88,9
	6	100	99,9	100	99,9	99,6	98,8	99,8	99,0
	7	100	100	100	100	99,9	99,9	100	99,9
	8	100	100	100	100	100	100	100	100
	9	100	100	100	100	100	100	100	100
	10	100	100	100	100	100	100	100	100
Longo Prazo	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	0	0	0	0	0	0	0	0
	3	0	0	0	0	0	0	0	0
	4	0	0,1	0	0	0	0	0	0
	5	0	1,9	0	1,0	0,3	0	1,3	0
	6	13,8	18,9	0	17,9	25,0	10,0	15,9	0
	7	99,8	61,8	100	69,2	86,4	100	52,1	98,9
	8	100	93,0	100	97,3	99,6	100	83,2	100
	9	100	99,6	100	99,9	100	100	96,1	100
	10	100	100	100	100	100	100	99,4	100

Valores em percentagem.

Metodologia Probabilística de Previsão



Resultado Numérico

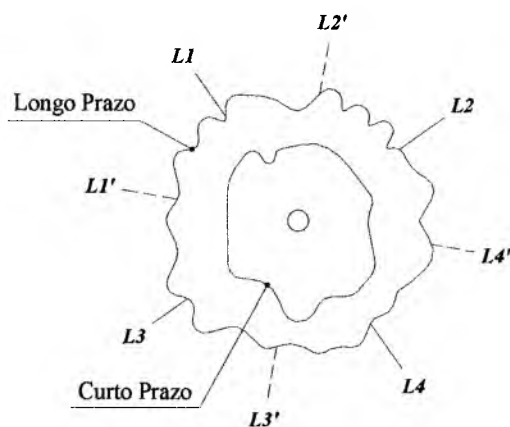
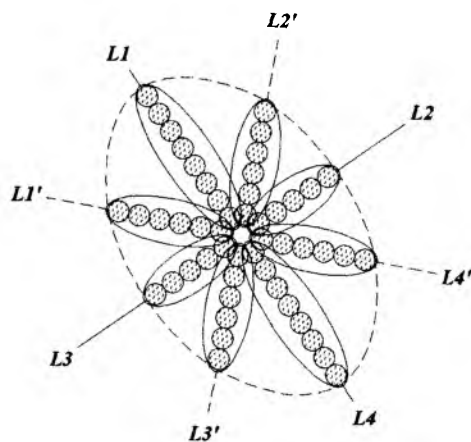


Tabela D.5 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “E” do setor de emboque obtida do afastamento, em nº de diâmetros, da parede do túnel.

Tipo de Análises	Nº de Diâmetros	Linhas de Controle							
		Paralela à σ_1				45° à σ_1 (Anti-horário)			
		L1	L2	L3	L4	L1'	L2'	L3'	L4'
Curto Prazo	1	0	0,7	0,3	0	0,6	0	0,2	0,8
	2	1,4	31,7	8,4	0,4	6,3	4,3	3,7	6,6
	3	16,3	75,4	50,5	10,3	28,6	32,9	23,6	27,6
	4	45,1	93,5	92,0	37,9	65,5	67,8	63,8	62,4
	5	70,7	98,4	99,7	66,8	91,4	87,8	92,3	89,0
	6	86,2	99,6	100	85,1	99,0	95,9	99,4	98,4
	7	93,9	99,9	100	93,9	99,9	98,7	99,9	99,9
	8	97,4	99,9	100	97,7	100	99,6	100	100
	9	98,9	99,9	100	99,2	100	99,9	100	100
	10	99,6	100	100	99,7	100	100	100	100
Longo Prazo	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	0	0	0,8	0,1	0,2	0	0	0
	3	0	9,2	6,9	0,5	1,6	0	0,7	0,2
	4	0,2	54,8	29,3	2,2	8,4	2,7	6,0	4,1
	5	3,4	89,3	65,5	7,0	27,5	28,2	25,2	27,5
	6	16,4	98,5	90,9	17,6	57,2	70,2	58,6	70,6
	7	39,7	99,8	98,9	35,0	83,2	92,8	86,5	95,4
	8	64,1	99,9	99,9	56,3	95,9	98,9	97,7	99,8
	9	81,9	100	100	75,9	99,4	99,9	99,8	100
	10	91,9	100	100	89,4	100	100	100	100

Valores em percentagem.

Metodologia Probabilística de Previsão



Resultado Numérico

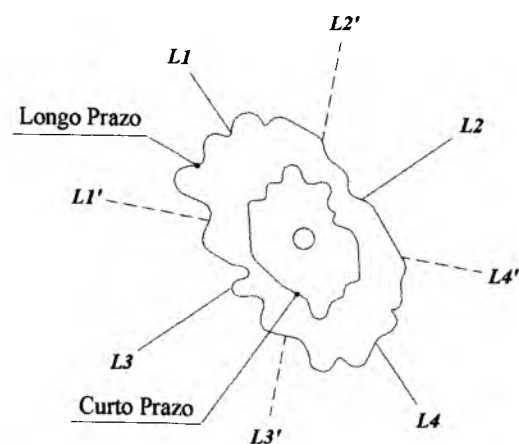
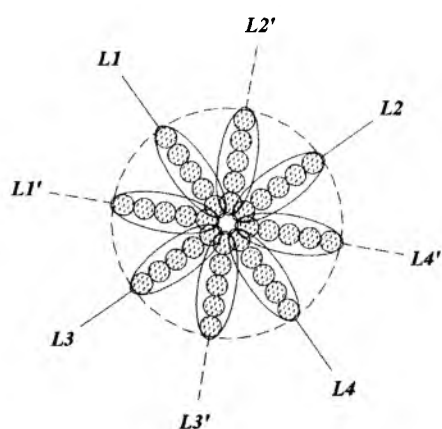


Tabela D.6 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “F” do setor de emboque obtida do afastamento, em n° de diâmetros, da parede do túnel.

Tipo de Análises	N° de Diâmetros	Linhas de Controle							
		Paralela à σ_1				45° à σ_1 (Anti-horário)			
		L1	L2	L3	L4	L1'	L2'	L3'	L4'
Curto Prazo	1	0	0,2	0	0	0	0,4	0	0
	2	0,3	5,1	0	0	0,3	5,7	0	1,6
	3	27,5	35,2	9,6	5,0	19,8	32,2	3,0	18,9
	4	81,8	80,9	80,5	63,2	75,7	74,3	49,5	65,1
	5	98,1	98,3	99,4	96,9	97,7	96,1	96,8	95,1
	6	99,9	99,9	100	99,9	99,9	99,8	99,9	99,8
	7	99,9	100	100	100	100	100	100	100
	8	100	100	100	100	100	100	100	100
	9	100	100	100	100	100	100	100	100
	10	100	100	100	100	100	100	100	100
Longo Prazo	1	0	0,1	0	0	0	0	0	0
	2	01	0,6	0	0	0	0	0	0
	3	0,4	3,3	0	0,5	0,4	0	0	0
	4	5,3	12,7	1,4	3,6	7,7	1,9	0,4	1,0
	5	28,6	33,1	18,9	16,0	31,8	25,8	10,7	18,6
	6	68,9	60,4	61,1	42,6	62,0	69,5	49,7	60,6
	7	93,9	83,3	90,7	73,3	83,2	93,2	86,4	89,5
	8	99,5	95,2	98,8	92,4	93,8	99,0	98,2	98,2
	9	99,9	99,1	99,9	98,7	97,9	99,9	99,9	99,8
	10	100	99,9	100	99,9	99,4	100	100	100

Valores em percentagem.

Metodologia Probabilística de Previsão



Resultado Numérico

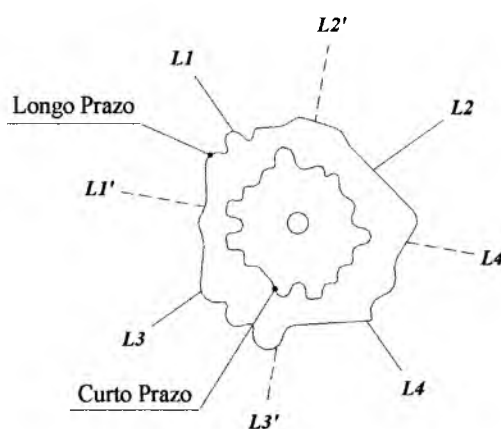
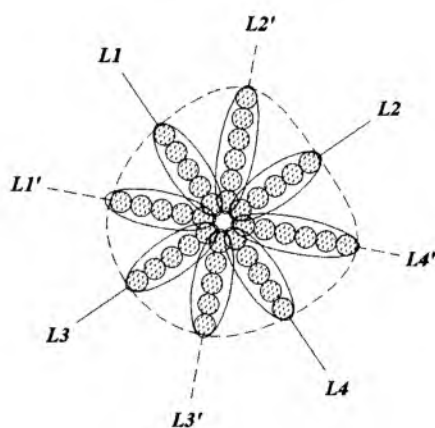


Tabela D.7 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “G” do setor de emboque obtida do afastamento, em n° de diâmetros, da parede do túnel.

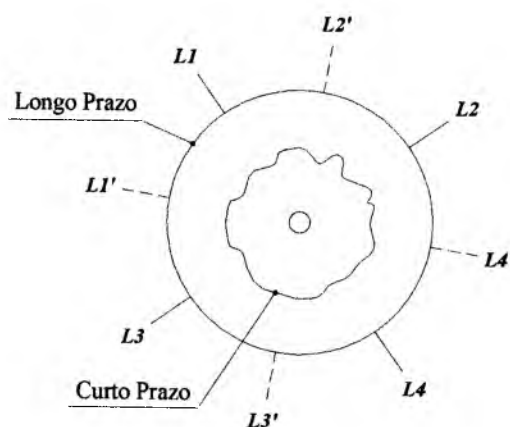
Tipo de Análises	N° de Diâmetros	Linhas de Controle							
		Paralela à σ_1				45° à σ_1 (Anti-horário)			
		L1	L2	L3	L4	L1'	L2'	L3'	L4'
Curto Prazo	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	0	0	0	0	0	0,1	0	0
	3	10,4	6,2	10,2	3,3	0,6	9,5	1,6	2,2
	4	85,4	61,4	72,1	59,8	74,0	55,8	50,6	44,9
	5	99,9	96,7	98,5	97,8	99,9	91,5	96,7	92,9
	6	100	99,9	99,9	99,9	100	99,3	99,9	99,8
	7	100	100	100	100	100	99,9	100	100
	8	100	100	100	100	100	100	100	100
	9	100	100	100	100	100	100	100	100
	10	100	100	100	100	100	100	100	100
Longo Prazo	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	0	0	0	0	0	0	0	0
	3	0	0	0	0	0	0	0	0
	4	0	0	0	0	0	0	0	0
	5	0	0	0	0	0	0	0	0
	6	0,6	0,6	3,2	3,2	3,2	0,6	3,2	3,2
	7	99,5	99,5	90,0	90,0	90,0	99,5	90,0	90,0
	8	100	100	100	100	100	100	100	100
	9	100	100	100	100	100	100	100	100
	10	100	100	100	100	100	100	100	100

Valores em percentagem.

Metodologia Probabilística de Previsão



Resultado Numérico



Setor de Desemboque: Metodologia Probabilística de Previsão

O Apêndice D reúne os valores da probabilidade de contorno obtidos dos trechos do setor de desemboque, a partir da *metodologia probabilística de previsão*. Os valores foram determinados para um grau de confiabilidade (α) igual a 5%, ou seja, os valores detêm uma certeza de acerto igual a 95%. Além disso, estão graficamente representadas comparações entre os resultados da metodologia (análises a curto prazo) e os resultados numéricos. Os valores da probabilidade de contorno estão organizados da seguinte forma:

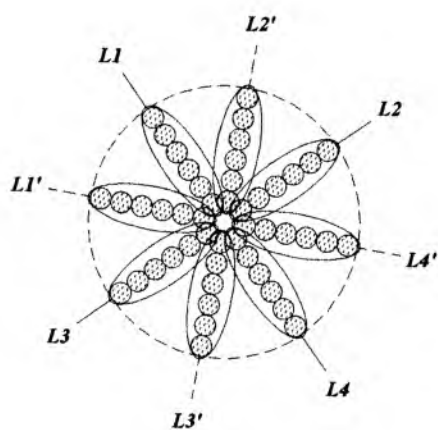
- Tabela E.1 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “A” do setor de desemboque obtida do afastamento, em nº de diâmetros, da parede do túnel;
- Tabela E.2 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “B” do setor de desemboque obtida do afastamento, em nº de diâmetros, da parede do túnel;
- Tabela E.3 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “C” do setor de desemboque obtida do afastamento, em nº de diâmetros, da parede do túnel;
- Tabela E.4 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “D” do setor de desemboque obtida do afastamento, em nº de diâmetros, da parede do túnel;
- Tabela E.5 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “E” do setor de desemboque obtida do afastamento, em nº de diâmetros, da parede do túnel;
- Tabela E.6 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “F” do setor de desemboque obtida do afastamento, em nº de diâmetros, da parede do túnel;
- Tabela E.7 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “G” do setor de desemboque obtida do afastamento, em nº de diâmetros, da parede do túnel;
- Tabela E.8 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “H” do setor de desemboque obtida do afastamento, em nº de diâmetros, da parede do túnel.

Tabela E.1 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “A” do setor de desemboque obtida do afastamento, em nº de diâmetros, da parede do túnel.

Tipo de Análises	Nº de Diâmetros	Linhas de Controle							
		Paralela à σ_1				45° à σ_1 (Anti-horário)			
		L1	L2	L3	L4	L1'	L2'	L3'	L4'
Curto Prazo	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	0,1	0,2	0,2	0,4	0	0	0,6	0
	3	9,9	11,9	5,6	6,4	5,3	4,1	7,5	3,4
	4	51,1	52,0	35,9	35,4	45,8	43,8	35,1	37,9
	5	85,3	84,3	80,8	78,0	85,7	85,8	75,0	80,7
	6	97,0	96,3	98,2	97,3	97,9	98,1	95,8	96,6
	7	99,5	99,3	99,9	99,9	99,8	99,8	99,7	99,6
	8	99,9	99,9	100	100	99,9	99,9	99,9	99,9
	9	99,9	99,9	100	100	100	100	100	100
	10	100	100	100	100	100	100	100	100
Longo Prazo	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	0	0	0	0	0	0	0	0
	3	0	0	0	0	0	0	0	0
	4	0	0	0	0	0	0	0	0
	5	0,4	0,3	0,4	0,2	1,1	0,1	0,2	0
	6	12,5	11,3	11,7	9,2	17,3	6,8	8,0	16,3
	7	55,7	54,9	51,4	47,4	58,3	50,8	44,9	87,2
	8	89,7	90,0	86,3	84,8	88,7	90,8	83,5	99,9
	9	98,8	98,9	97,9	97,7	98,2	99,4	97,5	100
	10	99,9	99,9	99,8	99,8	99,8	100	99,8	100

Valores em percentagem.

Metodologia Probabilística de Previsão



Resultado Numérico

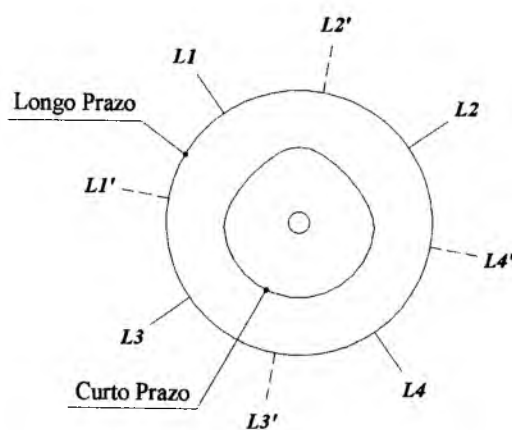
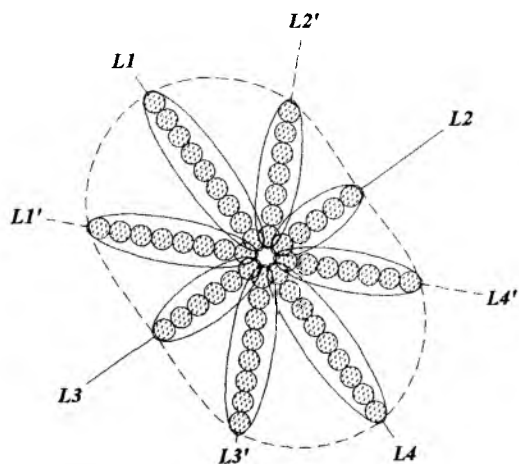


Tabela E.2 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “B” do setor de desemboque obtida do afastamento, em nº de diâmetros, da parede do túnel.

Tipo de Análises	Nº de Diâmetros	Linhas de Controle							
		Paralela à σ_1				45º à σ_1 (Anti-horário)			
		L1	L2	L3	L4	L1'	L2'	L3'	L4'
Curto Prazo	1	0	0,2	0	0	0	0	0	0
	2	2,8	18,2	6,8	1,6	4,0	4,5	2,0	3,8
	3	17,8	60,9	43,3	13,2	23,6	29,8	18,6	27,4
	4	41,1	86,8	77,8	35,0	50,4	61,7	46,9	59,1
	5	62,4	96,2	93,2	57,3	71,8	82,6	71,1	80,9
	6	77,6	98,9	98,2	74,2	85,1	92,8	85,8	91,9
	7	87,1	99,7	99,5	85,2	92,4	97,2	93,5	96,8
	8	92,7	99,9	99,8	91,7	96,2	98,9	97,1	98,7
	9	95,9	99,9	99,9	95,4	98,1	99,6	98,7	99,5
	10	97,7	100	100	97,5	99,0	99,8	99,4	99,8
Longo Prazo	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	0	0,2	0	0	0	0	0	0
	3	0,3	8,2	1,5	0,2	0,2	0,4	0,1	0,5
	4	2,5	35,4	16,5	1,8	2,7	5,8	2,0	5,8
	5	9,4	65,9	48,0	7,8	13,2	22,3	11,2	20,9
	6	21,4	85,4	76,0	19,4	32,1	45,9	29,8	42,7
	7	36,3	94,5	91,0	34,7	53,6	67,7	51,9	63,4
	8	51,3	98,1	97,1	50,5	71,6	82,7	70,9	78,8
	9	64,5	99,4	99,1	64,5	83,9	91,5	83,9	88,6
	10	75,0	99,8	99,8	75,6	91,5	96,0	91,7	94,1

Valores em percentagem.

Metodologia Probabilística de Previsão



Resultado Numérico

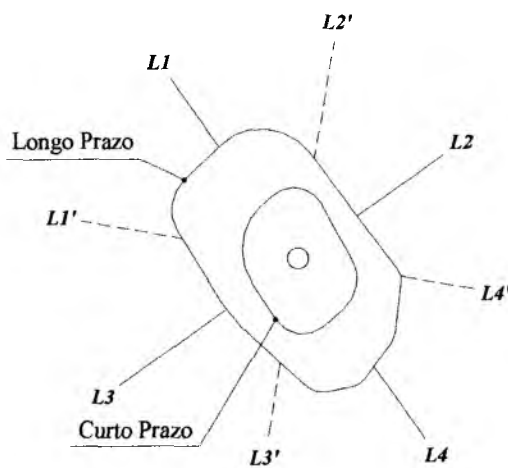
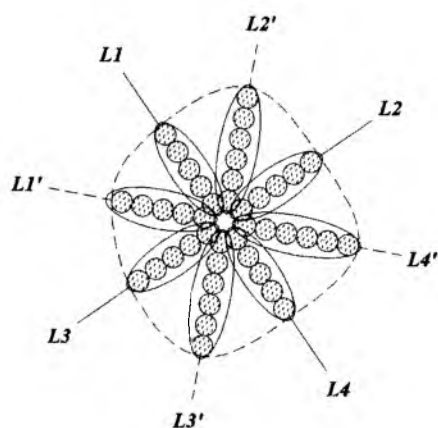


Tabela E.3 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “C” do setor de desemboque obtida do afastamento, em nº de diâmetros, da parede do túnel.

Tipo de Análises	Nº de Diâmetros	Linhas de Controle							
		Paralela à σ_1				45° à σ_1 (Anti-horário)			
		L1	L2	L3	L4	L1'	L2'	L3'	L4'
Curto Prazo	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	0	0	0,2	0	0	0	0	0
	3	16,4	11,4	8,9	4,5	4,5	7,1	2,7	4,9
	4	78,7	68,5	56,8	62,5	58,1	51,9	46,9	46,6
	5	98,5	96,3	95,4	97,0	95,3	89,1	91,3	87,2
	6	99,9	99,8	99,9	99,9	99,8	98,6	99,4	98,4
	7	100	99,9	100	100	100	99,87	99,9	99,8
	8	100	100	100	100	100	99,99	100	99,9
	9	100	100	100	100	100	100	100	100
	10	100	100	100	100	100	100	100	100
Longo Prazo	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	0	0	0	0	0	0	0	0
	3	0	0	0	0	0	0	0	0
	4	0	0	0,1	0,3	0	0,7	0	0
	5	8,9	5,7	7,7	5,3	3,3	18,6	0	2,5
	6	60,5	43,8	45,9	33,2	35,4	65,8	5,1	30,7
	7	94,9	85,3	84,6	77,1	80,6	93,4	67,9	76,8
	8	99,8	98,2	97,7	97,3	97,4	99,3	98,9	96,4
	9	99,9	99,9	99,8	99,9	99,8	99,9	99,9	99,7
	10	100	100	100	100	100	100	100	100

Valores em percentagem.

Metodologia Probabilística de Previsão



Resultado Numérico

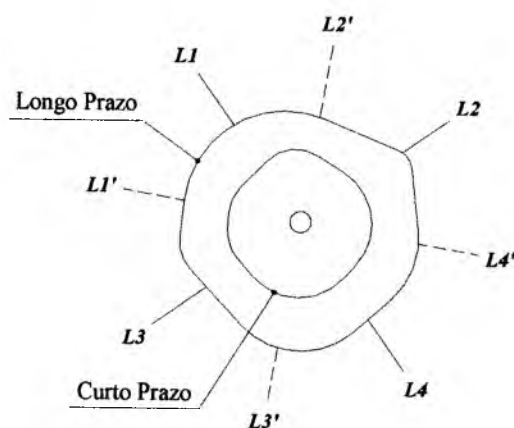
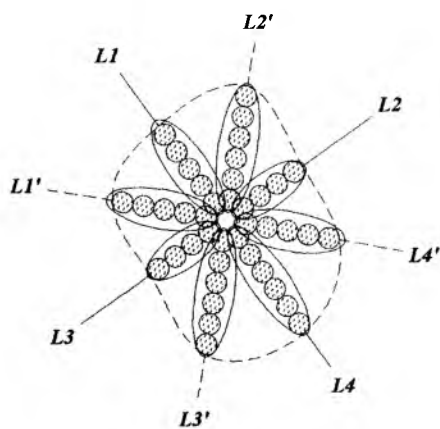


Tabela E.4 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “D” do setor de desemboque obtida do afastamento, em nº de diâmetros, da parede do túnel.

Tipo de Análises	Nº de Diâmetros	Linhas de Controle							
		Paralela à σ_1				45° à σ_1 (Anti-horário)			
		L1	L2	L3	L4	L1'	L2'	L3'	L4'
Curto Prazo	1	0	0,1	0	0	0	0	0	0,5
	2	0	16,7	1,3	0	1,7	0,1	0	6,9
	3	6,1	85,3	63,4	3,2	40,6	14,3	9,8	35,3
	4	60,3	99,9	98,5	41,3	86,4	64,1	60,5	76,6
	5	95,2	100	99,9	85,3	98,4	92,9	93,0	96,6
	6	99,8	100	100	98,1	99,8	99,1	99,3	99,8
	7	99,9	100	100	99,8	99,9	99,9	99,9	100
	8	100	100	100	99,9	100	100	100	100
	9	100	100	100	100	100	100	100	100
	10	100	100	100	100	100	100	100	100
Longo Prazo	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	0	0	0	0	0	0	0	0
	3	0	5,2	0,1	0,1	0	0,7	0	0
	4	0	52,7	18,9	0,5	0	7,1	0,1	3,3
	5	0	96,1	78,2	3,5	3,2	31,5	4,3	26,7
	6	4,5	99,9	98,3	14,4	46,6	69,3	42,9	64,3
	7	37,7	100	99,9	37,6	91,9	93,2	91,3	88,6
	8	81,0	100	100	66,7	99,7	99,3	99,8	97,3
	9	97,3	100	100	88,0	99,9	99,9	100	99,5
	10	99,8	100	100	97,3	100	100	100	99,9

Valores em percentagem.

Metodologia Probabilística de Previsão



Resultado Numérico

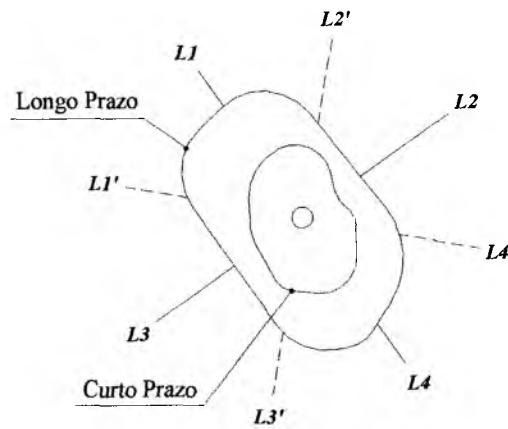
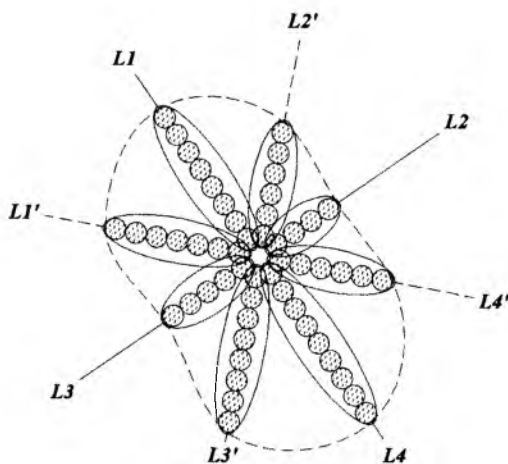


Tabela E.5 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “E” do setor de desemboque obtida do afastamento, em nº de diâmetros, da parede do túnel.

Tipo de Análises	Nº de Diâmetros	Linhas de Controle							
		Paralela à σ_1				45° à σ_1 (Anti-horário)			
		L1	L2	L3	L4	L1'	L2'	L3'	L4'
Curto Prazo	1	0,1	0	0	0	0	0	0	0
	2	1,0	0,7	0	0	0,1	0,2	0	0
	3	5,2	55,6	7,5	1,2	6,6	11,0	0,8	3,6
	4	18,2	97,6	82,1	10,9	37,9	50,2	14,1	47,4
	5	42,3	99,9	99,7	33,4	73,4	83,2	49,0	90,0
	6	69,9	100	100	58,9	91,7	95,9	79,7	99,1
	7	89,2	100	100	78,2	97,9	99,2	94,0	99,9
	8	97,4	100	100	89,6	99,5	99,9	98,6	100
	9	99,6	100	100	95,3	99,9	100	99,7	100
	10	99,9	100	100	98,0	100	100	99,9	100
Longo Prazo	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	0	0	0	0	0	0	0	0
	3	0	0	0	0	0	0,1	0	0
	4	0	4,2	1,6	0	1,3	3,2	0	0,1
	5	0,3	45,5	45,0	0,4	10,2	17,8	0,2	3,7
	6	3,2	88,6	93,5	3,4	31,2	43,6	5,3	21,9
	7	13,0	98,9	99,8	13,4	56,8	68,6	31,1	53,4
	8	30,9	99,9	100	31,4	77,1	85,1	68,5	79,7
	9	52,3	100	100	52,6	89,4	93,7	91,0	93,2
	10	71,0	100	100	71,2	95,5	97,6	98,3	98,1

Valores em percentagem.

Metodologia Probabilística de Previsão



Resultado Numérico

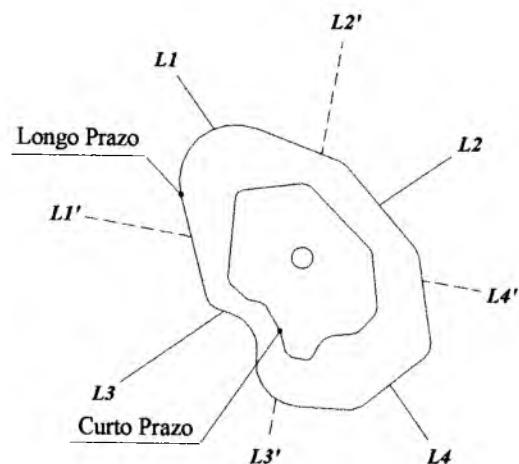


Tabela E.6 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “F” do setor de desemboque obtida do afastamento, em nº de diâmetros, da parede do túnel.

Tipo de Análises	Nº de Diâmetros	Linhas de Controle							
		Paralela à σ_1				45° à σ_1 (Anti-horário)			
		L1	L2	L3	L4	L1'	L2'	L3'	L4'
Curto Prazo	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	0	2,2	0	0	0	0,1	0	0
	3	0,2	62,3	0,1	0,1	3,6	9,6	2,3	3,7
	4	19,1	97,5	100	6,4	47,9	54,8	41,9	50,2
	5	76,8	99,9	100	47,7	90,5	89,0	88,1	91,9
	6	98,0	100	100	92,1	99,2	98,4	98,9	99,4
	7	99,9	100	100	99,8	99,9	99,8	99,9	99,9
	8	100	100	100	100	100	99,9	100	100
	9	100	100	100	100	100	100	100	100
	10	100	100	100	100	100	100	100	100
Longo Prazo	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	0	0	0	0	0	0	0	0
	3	0	0	0	0	0	0	0	0
	4	0	0	2,3	0	0,2	0,8	0	0
	5	0	100	44,5	0	5,1	15,0	0	2,2
	6	0,3	100	95,7	0,1	36,1	63,1	0	32,7
	7	5,8	100	99,9	3,2	82,3	95,6	99,4	86,7
	8	35,7	100	100	26,9	98,6	99,9	100	99,6
	9	79,8	100	100	68,3	99,9	100	100	100
	10	97,9	100	100	92,7	100	100	100	100

Valores em percentagem.

Metodologia Probabilística de Previsão

Resultado Numérico

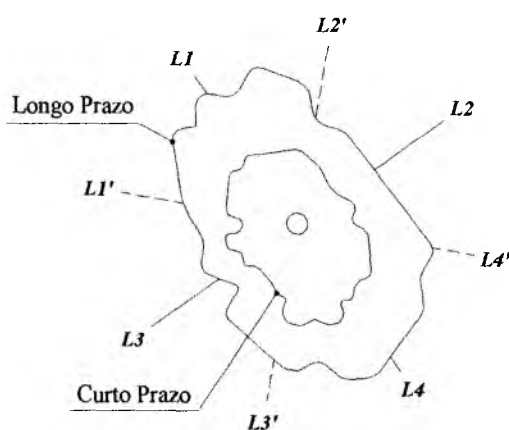
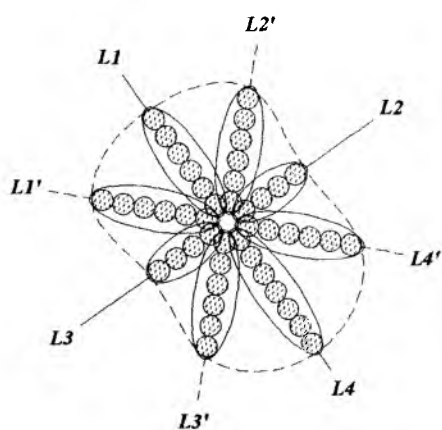
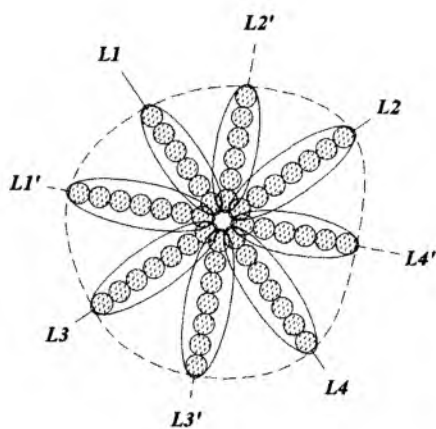


Tabela E.7 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “G” do setor de desemboque obtida do afastamento, em nº de diâmetros, da parede do túnel.

Tipo de Análises	Nº de Diâmetros	Linhas de Controle							
		Paralela à σ_1				45° à σ_1 (Anti-horário)			
		L1	L2	L3	L4	L1'	L2'	L3'	L4'
Curto Prazo	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	0	0	0	0	0	0	0,1	0
	3	0,4	0	1,4	0	0,1	0,1	1,2	0
	4	20,1	5,5	16,9	5,4	11,1	13,6	11,7	6,3
	5	72,6	42,6	61,5	50,8	61,5	78,4	44,9	62,5
	6	96,2	83,2	93,8	91,1	93,7	99,6	82,4	97,4
	7	99,7	97,4	99,7	99,3	99,5	100	97,7	99,9
	8	99,9	99,7	100	99,9	99,9	100	99,9	100
	9	100	99,9	100	100	100	100	100	100
	10	100	100	100	100	100	100	100	100
Longo Prazo	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	0	0	0	0	0	0	0	0
	3	0	0	0	0	0	0	0	0
	4	0	0,2	0	0	0	0	0	0
	5	0,2	2,9	0,7	0	0	0	0,1	0
	6	10,1	17,8	6,3	1,0	1,0	3,8	3,4	3,5
	7	52,2	52,3	27,8	11,4	19,7	41,1	25,4	32,5
	8	88,7	85,1	63,9	40,8	66,3	86,7	69,3	76,3
	9	98,7	97,8	90,3	73,4	93,9	98,9	95,3	96,0
	10	99,9	99,9	98,8	91,8	99,5	100	99,8	99,6

Valores em percentagem.

Metodologia Probabilística de Previsão



Resultado Numérico

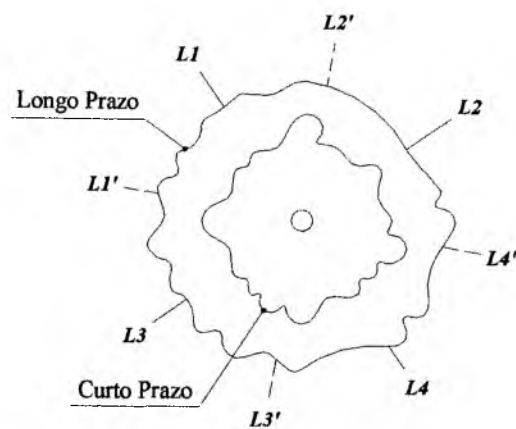
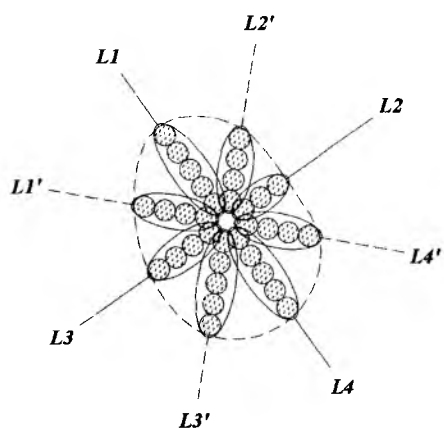


Tabela E.8 – Probabilidade de contorno da zona plástica no trecho “H” do setor de desemboque obtida do afastamento, em nº de diâmetros, da parede do túnel.

Tipo de Análises	Nº de Diâmetros	Linhas de Controle							
		Paralela à σ_1				45° à σ_1 (Anti-horário)			
		L1	L2	L3	L4	L1'	L2'	L3'	L4'
Curto Prazo	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	0	0	0,5	0	0	0	0	0
	3	0	100	73,1	0	0	51,5	0,8	0
	4	38,6	100	99,8	0	100	99,9	63,8	100
	5	100	100	100	100	100	100	99,9	100
	6	100	100	100	100	100	100	100	100
	7	100	100	100	100	100	100	100	100
	8	100	100	100	100	100	100	100	100
	9	100	100	100	100	100	100	100	100
	10	100	100	100	100	100	100	100	100
Longo Prazo	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	2	0	0	0	0	0	0	0	0
	3	0	1,9	0	0	0	0	0	0
	4	0	53,1	15,5	0	0	0	0	2,3
	5	0	96,0	99,9	0	0	85,9	0	24,9
	6	3,3	99,9	100	0	100	100	13,8	65,5
	7	41,0	100	100	2,3	100	100	100	90,5
	8	91,7	100	100	95,9	100	100	100	98,2
	9	99,9	100	100	100	100	100	100	99,7
	10	100	100	100	100	100	100	100	100

Valores em percentagem.

Metodologia Probabilística de Previsão



Resultado Numérico

