Campus de São Carlos

ANÁLISE DA INTERAÇÃO MACIÇO - SUPORTE DE
TÚNEIS CONSIDERANDO O COMPORTAMENTO
DEPENDENTE DO TEMPO

AUTOR: RICARDO ADRIANO MARTONI PEREIRA GOMES

ORIENTADOR: PROF. DR. TARCÍSIO BARRETO CELESTINO

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

**ESCOLA DE ENGENHARIA
DE SÃO CARLOS**

ANÁLISE DA INTERAÇÃO MACIÇO - SUPORTE DE TÚNEIS CONSIDERANDO O COMPORTAMENTO DEPENDENTE DO TEMPO

Ricardo Adriano Martoni Pereira Gomes.

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia
de São Carlos da Universidade de São Paulo,
como parte dos requisitos para obtenção do
título de Mestre em Geotecnia.

ORIENTADOR: Prof. Dr. Tarcísio Barreto Celestino.

São Carlos

1999

Class.	TESE-EESC
Cutt.	2454
Tombo	236/99

S/S 1064302

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca – EESC/USP

G633a Gomes, Ricardo Adriano Martoni Pereira
Análise da interação maciço-suporte de túneis
considerando o comportamento dependente do tempo /
Ricardo Adriano Martoni Pereira Gomes. -- São Carlos,
1999.

Dissertação (Mestrado) -- Escola de Engenharia de
São Carlos-Universidade de São Paulo, 1999.
Área: Geotecnia.
Orientador: Prof. Dr. Tarcísio Barreto Celestino.

1. Túnel. 2. Suporte. 3. Concreto projetado.
4. Análises axissimétricas. 5. Dependência do tempo.
6. Modelos numéricos. I. Título.

A todos os meus professores,
especialmente a João, Maderlene, Carlos,
Carla, que da vida muito me ensinaram, e
a Lucas, pela promessa de novas lições.

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. Tarcísio Barreto Celestino, pela orientação, amizade e compreensão empenhadas durante toda a elaboração deste trabalho. Devo-lhe bem mais do que orientação.

Ao Prof. Dr. Antônio Airton Bortolucci, pelos ensinamentos, amizade e apoio dispensados durante todo o curso de pós-graduação e parte da graduação.

Ao novo professor da UFBA, Prof. Paulo Gustavo Cavalcanti Lins, pela amizade e por seu entusiasmo à pesquisa científica, feições que muitas vezes me serviram de combustível para realização desta dissertação.

À colega veterana, Danieli Aparecida Ferreira, por todas as dúvidas sanadas com relação à sua área de atuação no nosso grupo de Mecânica das Rochas.

Ao colega de trabalho Herivelto Moreira dos Santos, por toda a ajuda prestada com relação à área de informática.

A todos os colegas, professores e funcionários do Departamento de Geotecnia da EESC – USP pela colaboração na realização dos trabalhos.

Ao meu grande amigo de infância, José Fabrício Ferreira, por todo auxílio durante a fase final de elaboração desta dissertação.

Aos grandes amigos da República da Bruxa[®] por todo o apoio dispensado durante toda a fase de realização dos trabalhos e redação desta dissertação.

Ao Conselho Nacional de Pesquisa, CNPq., pela bolsa de estudos concedida.

A Deus, meu maior professor e amigo.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	vii
LISTA DE TABELAS.....	xiii
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS.....	xiv
LISTA DE SÍMBOLOS.....	xv
RESUMO.....	xviii
ABSTRACT.....	xix
1 – INTRODUÇÃO.....	01
2 – MODELOS REOLÓGICOS.....	07
2.1 – Modelos Reológicos Elementares.....	08
2.1.1 – Modelo Elástico.....	08
2.1.2 – Modelo Plástico ou Rígido Plástico.....	09
2.1.3 – Modelo Viscoso.....	11
2.2 – Modelos Reológicos Compostos.....	12
2.2.1 – Modelos Visco-Elásticos.....	12
2.2.2 – Modelo de MUNAIAR NETO & PROENÇA (1995).....	15
2.2.3 – Mod de MUNAIAR NETO & PROENÇA (1995) modificado.....	20
3 – O NATM E SEUS ELEMENTOS.....	23
3.1 – O Novo Método Austríaco de Construção de Túneis.....	23
3.2 – Comportamento do Maciço.....	26
3.2.1 – Mudanças no Estado de Tensões.....	26
3.2.2 – Mudanças no Estado de Deformações.....	29
3.3 – Propriedades do Concreto Projetado.....	32
3.3.1 – Resistência à Compressão e Módulo de Elasticidade.....	32
3.3.2 – Resistência à Flexão.....	37

3.3.3 – Efeitos de Aditivos e Carregamentos a Pequenas Idades.....	38
4 – MÉTODOS DE ANÁLISE NUMÉRICA.....	40
4.1 – Análises Bidimensionais.....	40
4.1.1 – Método da Pressão Fictícia Interna.....	41
4.1.2 – Método da Redução de Rigidez do Núcleo.....	42
4.1.3 – Método da Redução de Carregamento.....	44
4.1.4 – Críticas Gerais aos Métodos Bidimensionais.....	47
4.2 – Análises Axissimétricas.....	48
5 – MÉTODOS DE ANÁLISE DA INTERAÇÃO.....	53
5.1 – Método das Curvas Características.....	53
5.2 – Método Proposto por SCHWARTZ & EINSTEIN (1980).....	57
5.2.1 – 1º Passo: Rigidez Relativa.....	59
5.2.2 – 2º Passo: Atraso na Instalação do Suporte.....	63
5.2.3 – 3º Passo: Plastificação do Maciço.....	67
5.3 – Método Proposto por PÖTTLER (1990).....	71
5.4 – Método Proposto por CELESTINO (1992).....	72
5.5 – Método Proposto por CHANG (1994).....	75
6 – MODELAGEM DO PROBLEMA.....	77
6.1 – Descrição das Sequências de Escavação Simuladas.....	77
6.2 – Modelagem Numérica das Sequências de Escavação.....	81
7 – RESULTADOS OBTIDOS.....	88
7.1 – Representação Adimensional e Organização dos Resultados.....	88
7.2 – Validação dos Resultados.....	100
8 – ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	102
8.1 – Análise de Deslocamentos radiais.....	102
8.2 – Análise dos Esforços Solicitantes e da Resistência do Suporte.....	105
8.3 – Análise dos Picos de Esforços Solicitantes.....	110
8.4 – Quantificação de Esforços e Deslocamentos.....	111
8.5 – Determinação de Fatores de Alívio de Tensões.....	115
9 – CONCLUSÕES E PROPOSTAS.....	120
REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	126
ANEXO A – ROTINAS DE AUTOMAÇÃO DA ESCAVAÇÃO.....	136

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1 – Esquema de mola solicitada por uma determinada tensão σ	08
FIGURA 2.2 – Curvas elásticas linear e não linear.....	08
FIGURA 2.3 – Esquema de blocos solicitados por uma tensão σ	09
FIGURA 2.4 – Curva do comportamento rígido-plástico perfeito.....	09
FIGURA 2.5 – Curva do comportamento rígido-plástico com encruamento.....	10
FIGURA 2.6 – Esquema de pistão com êmbolo imerso em líquido viscoso.....	11
FIGURA 2.7 – Curvas representativas do comportamento viscoso.....	12
FIGURA 2.8 – Curvas representativas dos conceitos de fluência e relaxação.....	13
FIGURA 2.9 – Esquema de associação em série dos modelos compostos de Maxwell e Kelvin – Modelo de Burger.....	14
FIGURA 2.10 – Curvas representativas do comportamento de tensões e deformações ao longo do tempo para o modelo de Burger.....	15
FIGURA 2.11 – Representação do modelo elasto-viscoplástico de MUNAIAR NETO & PROENÇA (1995).....	16
FIGURA 2.12 – Curvas representativas da evolução de tensões e deformações ao longo do tempo para MUNAIAR NETO & PROENÇA (1995)....	17
FIGURA 2.13 – Representação do modelo elasto-viscoplástico de MUNAIAR NETO & PROENÇA (1995) modificado.....	20
FIGURA 2.14 – Curvas representativas da evolução de tensões e deformações com o tempo para o modelo de MUNAIAR NETO &	

PROENÇA (1995) modificado.....	21
FIGURA 3.1 – Distribuição longitudinal das direções principais ao redor da face.....	27
FIGURA 3.2 – Distribuição transversal das direções principais de uma abertura.....	27
FIGURA 3.3 - Distribuição longitudinal de tensões tangenciais obtidas de simulações numéricas com tensões iniciais consideradas hidrostáticas.....	28
FIGURA 3.4 - Distribuição longitudinal de tensões cisalhantes, τ_{rz} , ao redor da frente de escavação, a partir de simulações numéricas axissimétricas.....	29
FIGURA 3.5 - Deslocamentos radiais cumulativos devido aos avanços da frente de escavação sob condições elásticas em modelos axissimétricos.....	30
FIGURA 3.6 - Método de ensaio para a determinação da resistência à compressão e do módulo de elasticidade do concreto a pequenas idades (CHANG, 1994).....	34
FIGURA 3.7 - Comparação entre o crescimento da resistência à compressão e do módulo de elasticidade do concreto projetado.....	36
FIGURA 4.1 – Seqüência de passos requeridos pelo método de pressão fictícia.....	42
FIGURA 4.2 - Seqüência de passos requeridos pelo método de redução de rigidez.....	43
FIGURA 4.3 - Seqüência de operações requeridas pelo método de redução de carregamento.....	44
FIGURA 4.4 – Elemento axissimétrico infinitesimal.....	50
FIGURA 5.1 – Aspectos gerais de curvas características.....	54
FIGURA 5.2 – Curvas características de suportes com diferentes rigidezes.....	55
FIGURA 5.3 – Esquematização dos efeitos de suporte da face e do atraso do	

suporte.....	56
FIGURA 5.4 – Comparação gráfica entre diferentes características de dependência do tempo para o suporte e seqüências de escavação do maciço.....	57
FIGURA 5.5 – Convenção de sinais positivos utilizada para carregamentos e esforços solicitantes na dedução das soluções fechadas de rigidez relativa.....	59
FIGURA 5.6 – Carregamentos longitudinais gerados pelo avanço de uma escavação.....	63
FIGURA 5.7 – Deslocamentos radiais ocorridos anterior e posteriormente à passagem da face.....	64
FIGURA 5.8 – Indicação dos parâmetros geométricos utilizados nas análises.....	66
FIGURA 5.9 – Curvas características de diferentes comportamentos do maciço.....	67
FIGURA 5.10 – Representação gráfica da equação (5.17).....	70
FIGURA 6.1 – Nomenclatura dos elementos longitudinais que descrevem as seqüências de escavação do grupo 1.....	78
FIGURA 6.2 – Nomenclatura dos elementos longitudinais que descrevem as seqüências de escavação do grupo 2.....	79
FIGURA 6.3 – Representação do desenvolvimento do módulo de elasticidade do suporte ao longo do eixo do túnel para diferentes velocidades de escavação.....	80
FIGURA 6.4 – Representação esquemática do domínio analisado.....	83
FIGURA 7.1 – Deslocamento radial (U^*) <i>versus</i> Distância relativa à face do túnel. COMBINAÇÃO 1 - SUBCONJUNTO 1.....	90
FIGURA 7.2 – Esforço de compressão (T^*) <i>versus</i> Distância relativa à face do túnel COMBINAÇÃO 1 - SUBCONJUNTO 1.....	90
FIGURA 7.3 – Deslocamento radial (U^*) <i>versus</i> Distância relativa à face do	

túnel. COMBINAÇÃO 1 – SUBCONJUNTO 2.....	91
FIGURA 7.4 – Esforço de compressão (T^*) <i>versus</i> Distância relativa à face do túnel COMBINAÇÃO 1 - SUBCONJUNTO 2.....	91
FIGURA 7.5 – Deslocamento radial (U^*) <i>versus</i> Distância relativa à face do túnel. COMBINAÇÃO 2 – SUBCONJUNTO 1.....	92
FIGURA 7.6 – Esforço de compressão (T^*) <i>versus</i> Distância relativa à face do túnel COMBINAÇÃO 2 - SUBCONJUNTO 1.....	92
FIGURA 7.7 – Deslocamento radial (U^*) <i>versus</i> Distância relativa à face do túnel. COMBINAÇÃO 2 – SUBCONJUNTO 2.....	93
FIGURA 7.8 – Esforço de compressão (T^*) <i>versus</i> Distância relativa à face do túnel COMBINAÇÃO 2 - SUBCONJUNTO 2.....	93
FIGURA 7.9 – Deslocamento radial (U^*) <i>versus</i> Distância relativa à face do túnel. COMBINAÇÃO 3 – SUBCONJUNTO 1.....	94
FIGURA 7.10 – Esforço de compressão (T^*) <i>versus</i> Distância relativa à face do túnel COMBINAÇÃO 3 – SUBCONJUNTO 1.....	94
FIGURA 7.11 – Deslocamento radial (U^*) <i>versus</i> Distância relativa à face do túnel. COMBINAÇÃO 3 – SUBCONJUNTO 2.....	95
FIGURA 7.12 – Esforço de compressão (T^*) <i>versus</i> Distância relativa à face do túnel COMBINAÇÃO 3 - SUBCONJUNTO 2.....	95
FIGURA 7.13 – Deslocamento radial (U^*) <i>versus</i> Distância relativa à face do túnel. COMBINAÇÃO 4 – SUBCONJUNTO 1.....	96
FIGURA 7.14 – Esforço de compressão (T^*) <i>versus</i> Distância relativa à face do túnel COMBINAÇÃO 4 - SUBCONJUNTO 1.....	96
FIGURA 7.15 – Deslocamento radial (U^*) <i>versus</i> Distância relativa à face do túnel. COMBINAÇÃO 4 – SUBCONJUNTO 2.....	97
FIGURA 7.16 – Esforço de compressão (T^*) <i>versus</i> Distância relativa à face do túnel COMBINAÇÃO 4 - SUBCONJUNTO 2.....	97
FIGURA 7.17 – Deslocamento radial (U^*) <i>versus</i> Distância relativa à face do	

túnel. COMBINAÇÃO 5 – SUBCONJUNTO 1.....	98
FIGURA 7.18 – Esforço de compressão (T^*) <i>versus</i> Distância relativa à face do túnel COMBINAÇÃO 5 - SUBCONJUNTO 1.....	98
FIGURA 7.19 – Deslocamento radial (U^*) <i>versus</i> Distância relativa à face do túnel. COMBINAÇÃO 5 – SUBCONJUNTO 2.....	99
FIGURA 7.20 – Esforço de compressão (T^*) <i>versus</i> Distância relativa à face do túnel COMBINAÇÃO 5 - SUBCONJUNTO 2.....	99
FIGURA 7.21 – Comparação entre os resultados obtidos por SCHWARTZ & EINSTEIN (1980) e os obtidos pelas simulações efetuadas no presente trabalho.....	100
FIGURA 8.1 – Gráfico comparativo de deslocamento radial adimensional <i>versus</i> velocidade de avanço da frente de escavação para as cinco combinações.....	103
FIGURA 8.2 – Gráfico comparativo entre o esforço compressivo do suporte e a sua resistência à compressão para diferentes velocidades de escavação (Combinação 1),.....	107
FIGURA 8.3 – Gráfico comparativo entre o esforço compressivo do suporte e a sua resistência à compressão para diferentes velocidades de escavação (Combinação 2),.....	107
FIGURA 8.4 – Gráfico comparativo entre o esforço compressivo do suporte e a sua resistência à compressão para diferentes velocidades de escavação (Combinação 3),.....	108
FIGURA 8.5 – Gráfico comparativo entre o esforço compressivo do suporte e a sua resistência à compressão para diferentes velocidades de escavação (Combinação 4),.....	108
FIGURA 8.6 – Gráfico comparativo entre o esforço compressivo do suporte e a sua resistência à compressão para diferentes velocidades de escavação (Combinação 5),.....	109
FIGURA 8.7 - Gráfico adimensional do inverso do coeficiente de	

compressibilidade <i>versus</i> esforços solicitantes compressivos do suporte.....	112
FIGURA 8.8 - Gráfico da solução adimensionalizada para a quantificação dos esforços solicitantes compressivos no suporte de túneis.....	113
FIGURA 8.9 - Gráfico adimensional do inverso do coeficiente de compressibilidade <i>versus</i> deslocamentos radiais da interface.....	114
FIGURA 8.10 - Gráfico da solução adimensionalizada para a quantificação dos deslocamentos radiais na interface entre o maciço e o suporte.....	115

LISTA DE TABELAS

TABELA 6.1 - Propriedades físicas e geométricas das combinações maciço - suporte consideradas nas análises numéricas.....	84
TABELA 6.2 – Sumário das simulações efetuadas no grupo de análise 1.....	85
TABELA 6.3 – Sumário das simulações efetuadas no grupo de análise 2.....	86
TABELA 8.1 – Sumário dos fatores de alívio em porcentagem – Grupo de análise 1.....	118
TABELA 8.2 – Sumário dos fatores de alívio em porcentagem – Grupo de análise 2.....	118

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

NATM	- Novo Método Austríaco de Construção de Túneis.
ÖBV	- Sociedade Austríaca do Concreto.
ONU	- Organização das Nações Unidas.
ASTM	- Associação de Métodos Padrão de Ensaio.
MDF	- Método das Diferenças Finitas.
MEF	- Método dos Elementos Finitos.
CEB	- Comitê Europeu do Concreto.
ACI	- Instituto Americano do Concreto.
FLAC	- Fast Lagrangian Analysis of Continua

LISTA DE SÍMBOLOS

A_s	- Área de suporte por unidade de comprimento longitudinal de um túnel.
α	- Fator de alívio de tensões.
b	- Largura média da viga no ensaio de flexão simples.
$[B]$	- Matriz que relaciona as deformações e os deslocamentos de um elemento.
β	- Fator de redução de rigidez.
c	- Coesão do maciço.
C^*	- Coeficiente adimensional de compressibilidade.
C_f	- Carregamento fictício.
C_u^*	- Coeficiente de compressibilidade do último segmento instalado.
ΔC	- Variação de deformação devido à fluência.
$\Delta \varepsilon_d$	- Variação de deformação devido à elasticidade retardada.
E	- Módulo de elasticidade ou módulo de Young.
e	- Espessura do suporte.
E_c	- Módulo de elasticidade do concreto projetado num tempo t .
E_{c28}	- Módulo de elasticidade do concreto projetado aos 28 dias.
E_m	- Módulo de elasticidade do maciço.
E_n	- Módulo de elasticidade do núcleo.
E_s	- Módulo de elasticidade do suporte.
$\dot{\varepsilon}$	- Variação da deformação com o tempo.
ε_e	- Deformação elástica específica.
ε_p	- Deformação plástica específica.
$\varepsilon_{SH\infty}$	- Valor de retração final do concreto.
ε_v	- Deformação viscosa específica.

ϵ_{ve}	- Deformação visco-elástica específica.
ϵ_{vp}	- Deformação visco-plástica específica.
$\{f\}$	- Vetor das forças nodais equivalentes de um elemento.
F^*	- Coeficiente adimensional de flexibilidade.
$F.S.$	- Resistência à flexão do concreto projetado.
ϕ	- Ângulo de atrito do maciço.
G	- Módulo de cisalhamento do maciço.
γ	- Peso específico do material.
H	- Coeficiente de encruamento de um material.
h	- Altura média da viga no ensaio de flexão simples.
h	- Profundidade do eixo de um túnel.
I_s	- Momento de inércia da área de suporte A_s .
K_0	- Coeficiente de empuxo horizontal.
L	- Vão da viga em milímetros no ensaio de flexão simples.
L_d	- Comprimento de atraso na instalação do suporte.
L_s	- Comprimento de um segmento de suporte.
L_u	- Comprimento de túnel sem suporte.
λ_d	- Fator de redução de carregamento devido ao atraso do suporte.
λ_y	- Fator de redução de carregamento devido à plastificação do maciço.
μ	- Coeficiente de viscosidade.
M	- Momento fletor no suporte.
ν	- Coeficiente de Poisson do maciço.
ν_s	- Coeficiente de Poisson do suporte.
P	- Carregamento máximo do ensaio de flexão simples.
P_c	- Pressão externa ao anel de concreto projetado.
p_f	- Pressão fictícia interna.
p_0	- Tensão inicial residente no maciço.
P_s	- Pressão de equilíbrio do método de curvas características.
R	- Raio da escavação.
σ	- Tensão atuante num dado momento.
$\{\sigma\}$	- Vetor de tensões de um elemento.

-
- $\dot{\sigma}$ - Variação da tensão atuante com o tempo.
 - σ_c - Resistência à compressão simples do concreto projetado num tempo t .
 - σ_{c28} - Resistência à compressão simples aos 28 dias.
 - σ_r - Tensão na direção r .
 - σ_θ - Tensão na direção θ .
 - σ_z - Tensão na direção z .
 - σ_y - Tensão de escoamento ou de plastificação.
 - $\bar{\sigma}$ - Nível de tensão constante ao longo do tempo.
 - T - Esforço de compressão no suporte.
 - T^* - Esforço de compressão no suporte adimensionalizado.
 - t - Tempo.
 - $T_{adm}^* i$ - Esforço de compressão admissível para uma profundidade $(h.i)$
 - τ_{rz} - Tensão de cisalhamento na direção rz .
 - $\tau_{r\theta}$ - Tensão de cisalhamento na direção $r\theta$.
 - $\tau_{\theta z}$ - Tensão de cisalhamento na direção θz .
 - U^* - Deslocamento radial da interface adimensionalizado.
 - u_r - Deslocamento radial das paredes de um túnel circular.
 - u_s - Deslocamento radial de equilíbrio do método de curvas características.
 - u_0 - Deslocamento radial inicial devido ao atraso na instalação do suporte.
 - V - Velocidade de avanço da frente de escavação.
 - Y - Nível de tensão após atingida a tensão de escoamento.
 - y - Distância da frente de escavação
 - Z - Posição de uma seção de análise em relação à face do túnel.

RESUMO

GOMES, R. A. M. P. (1999). *Análise da interação maciço – suporte de túneis considerando o comportamento dependente do tempo*. São Carlos, 1999. 100p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

A utilização de concreto projetado como suporte de túneis é uma prática amplamente difundida no mundo inteiro. Este tipo material possui a característica de começar a agir estruturalmente desde pequenas idades. Apesar disso, os correntes processos de dimensionamento de suportes negligenciam o desenvolvimento de suas propriedades com o tempo, em acoplamento aos efeitos tridimensionais da região onde se localiza a frente de escavação. O presente trabalho tem a finalidade de relatar os procedimentos utilizados na análise da influência de alguns parâmetros da interação maciço - suporte, sobre os esforços solicitantes e os deslocamentos radiais finais do suporte de um túnel, tanto para o caso de concreto projetado, com suas propriedades dependentes do tempo, quanto para materiais com propriedades constantes. São elaboradas soluções adimensionais para o problema da quantificação de esforços solicitantes no suporte e de deslocamentos radiais na interface entre maciço e suporte. Além disso, é proposta uma forma de se determinar, através destas soluções adimensionais, coeficientes de alívio de tensões que auxiliam em simulações bidimensionais de escavações subterrâneas.

Palavras chave: túnel; suporte; concreto projetado; análise axissimétrica; dependência do tempo; modelo numérico.

ABSTRACT

GOMES, R. A. M. P. (1999). Tunnel's analysis considering time-dependent behaviour in the ground – support interaction. São Carlos, 1999. 100p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

The utilization of shotcrete as tunnel support is a widely diffused practice in the whole world. This kind of material has the feature of beginning to act structurally since early ages. Nevertheless, the current processes of support design neglect the development of its properties after some time in connection to the 3D effects of the region where the face of the tunnel is located. The present work relates the procedures adopted in analyzing the influence of some ground-support interaction parameters on the support internal forces and interface radial displacements of a tunnel, not only when shotcrete is used, with its time-dependent properties, but for materials with constant properties as well. Dimensionless solutions are developed for the support thrust and radial displacement quantification problem. Moreover, through this dimensionless solution, a way of quantifying stress relief factors, which are intermediate steps in 2D simulations of underground excavations, is proposed.

Keywords: tunnel, support, shotcrete, axisymmetric analysis, time-dependent properties, numerical model.

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

Os custos unitários da construção de um túnel, seja este executado em ambiente urbano ou não, são dos mais altos quando comparados aos das demais obras civis de dimensões semelhantes. As quantias referentes à instalação do sistema de estabilização destas escavações significam uma parcela substancial do custo total de sua construção. Diante desse fato, é nítida a necessidade de se desenvolverem sistemas de suporte mais eficientes, e além disso, de se elaborarem métodos de cálculo cada vez mais fiéis à realidade, que venham a auxiliar no dimensionamento desses suportes, tornando-os mais eficientes e econômicos.

Durante muitos anos, o concreto projetado tem sido amplamente utilizado pela engenharia na estabilização de túneis, seja em estágio primário ou final, como uma opção de suporte econômico e de rápida instalação. Ele se tornou um elemento de revestimento essencial na construção de túneis, em concordância com os princípios do NATM (Novo Método Austríaco de Construção de Túneis), o qual procura obter a estabilidade da cavidade através de um alívio de pressão controlado, de maneira a transformar o material do maciço circundante, de um mero elemento de carga, em um elemento portante.

Uma das principais características distintivas do suporte de concreto projetado é que ele começa a receber o carregamento oriundo do maciço a pequenas idades, absorvendo cada vez mais carga, à medida que suas propriedades mecânicas estão se desenvolvendo com o tempo e a face do túnel está avançando. A retirada de material e a instalação de suporte, que são ocasionados por este avanço da frente de escavação, induzem a uma redistribuição tridimensional de tensões no maciço. Este fenômeno se explica pela ocorrência de arqueamentos transversais e longitudinais do

maciço devido à existência de material íntegro adiante da frente de escavação e do suporte já instalado atrás, para suportar os carregamentos desequilibrados gerados pela retirada de material.

Atualmente, os procedimentos de cálculo normalmente utilizados no dimensionamento do suporte de túneis, não consideram a dependência do tempo das propriedades do concreto projetado acoplada aos efeitos tridimensionais de transferência de carga para o suporte na região em que se localiza a frente de escavação. Esses métodos consideram a configuração da escavação, suporte e seus carregamentos, correspondentes a uma situação totalmente estabilizada, o que ocorre aproximadamente dois diâmetros atrás da face do túnel. Diante dessas hipóteses simplificadoras, que são normalmente consideradas nesses procedimentos usuais e que, normalmente também, conduzem a resultados com pequeno grau de confiabilidade, alguns procedimentos de cálculo foram propostos na tentativa de se reduzir tais simplificações.

PÖTTLER (1990) executou simulações das seqüências de avanços da frente de escavação de um túnel em modelos tridimensionais pelo MEF (Método dos Elementos Finitos). Esses modelos consideraram o maciço elástico linear e propriedades dependentes do tempo para o concreto projetado. Essas simulações tiveram a intenção de se determinar coeficientes auxiliares para simulações bidimensionais.

CELESTINO (1992), através de análises axissimétricas, apresentou um procedimento para integração no tempo das equações analíticas da interação entre o maciço e o suporte. Nesse método, as propriedades dependentes do tempo do concreto projetado e do maciço foram consideradas em conjunto. No caso do maciço foi considerado o modelo visco-elástico de Burger, e para o concreto projetado foi considerado um modelo reológico desenvolvido na Universidade de Leoben. O mecanismo de transferência de carga adotado, simulando o efeito tridimensional da frente de escavação, foi o de SCHWARTZ & EINSTEIN (1980). Como entretanto, naquele método foi adotado o suporte com rigidez constante, CELESTINO (1992) reconhece que a carga transferida a um suporte menos rígido junto à frente pode não ser realista.

Ainda na categoria das análises axissimétricas, CHANG (1994) também apresentou um esquema similar ao anterior. Mas, por sua vez, considerou o maciço como um material elasto-plástico, e os efeitos tridimensionais de suporte da frente de escavação foram simulados pelo alívio de pressão fictícia interna, como foi proposto por PANET (1976). As simplificações inerentes a esta simulação do tridimensionalismo, segundo SCHWEIGER *et al.* (1997), podem introduzir imprecisões no mecanismo de transferência de carga.

O objetivo deste trabalho é a elaboração de um método alternativo para a quantificação de esforços solicitantes do suporte de túneis a partir de alguns parâmetros essenciais que regem o comportamento da interação entre o maciço e o suporte. Estes parâmetros podem ser enumerados como sendo de ordem geométrica (raio da escavação e espessura do suporte), física (módulo de deformabilidade e coeficiente de Poisson do maciço e do suporte) e de ordem construtiva (distância sem suporte entre a face e o último lance de suporte instalado, e velocidade de avanço da frente de escavação).

De modo a tornar os resultados aqui obtidos facilmente utilizáveis em outras análises, o método proposto nesta pesquisa incorpora alguns procedimentos básicos do método proposto por SCHWARTZ & EINSTEIN (1980), generalizando-o na consideração do comportamento dependente do tempo para o suporte de um túnel, simulando o enrijecimento do concreto projetado ao longo de seu eixo longitudinal. Neste trabalho, o mecanismo tridimensional de transferência de carga foi simulado em modelos numéricos axissimétricos, reproduzindo-se o avanço longitudinal dos túneis pelas seqüências de escavação e instalação do suporte lance a lance e, simultaneamente, atualizando-se a rigidez de cada anel de concreto projetado de acordo com sua idade. Todos os cálculos de quantificação dos esforços solicitantes do suporte foram realizados pelo MDF (Método das Diferenças Finitas).

Uma das vantagens desse procedimento foi incorporar em um só gráfico adimensional, a solução para o problema da quantificação dos esforços solicitantes no suporte, independente das rigidezes envolvidas na interação entre o maciço e o suporte, da seqüência de escavação utilizada, e dos demais parâmetros citados, sendo que, as propriedades do suporte podem ser dependentes do tempo ou não. Eliminou-

se assim, a necessidade de se recorrer a diferentes gráficos adimensionais e a equações analíticas, como anteriormente se procedia em outros métodos.

No entanto, a determinação direta desses esforços através do método proposto está limitada a uma certa gama de casos ocasionada por algumas restrições. Todas essas restrições foram geradas por hipóteses simplificadoras, inerentes às ferramentas de cálculo utilizadas na confecção do método, que poderiam ter sido superadas se não fosse a impossibilidade do momento em se utilizar um software que permitisse a execução de análises tridimensionais para o problema. Apesar disso, uma maneira aproximada e simples de se contornar esse problema é proposta através da determinação de fatores de alívio de tensões para auxiliar em simulações bidimensionais, que permitam o cômputo aproximado dos efeitos tridimensionais da face do túnel, assim como a consideração de seções transversais com geometria diferente da circular, coeficientes de empuxo lateral diferentes da unidade, e de características não lineares para os materiais envolvidos.

O presente trabalho está dividido em 9 capítulos, sempre procurando seguir a seqüência lógica de elaboração do método aqui proposto. Com exceção do presente capítulo, os demais capítulos são enumerados a seguir, e seus conteúdos são sucintamente descritos.

Capítulo 2 – Modelos Reológicos: Alguns modelos reológicos serão estudados neste capítulo com a finalidade de se revisar seus conceitos básicos que, mais tarde, serão utilizados na descrição de alguns fenômenos encontrados nas análises da interação maciço - suporte. Os estudos partem de modelos reológicos elementares até chegar a modelos reológicos compostos de maior grau de complexidade. Em adição a isto, é proposto um modelo reológico com o intuito de melhor representar o comportamento de materiais como rochas e solos. O modelo proposto reuni em seu equacionamento as principais características do modelo de Burger e do modelo estudado em MUNAIAR NETO & PROENÇA (1995).

Capítulo 3 – O NATM e seus Elementos: Ainda com a intenção de se rever conceitos básicos, o terceiro capítulo se presta a descrever em linhas gerais a filosofia do NATM, o comportamento individual do maciço e do concreto projetado,

para que a interação entre esses elementos possa ser modelada com maior fidelidade à realidade.

Capítulo 4 – Métodos de Análise Numérica: É feita uma explanação das formas de simulação numérica bidimensionais mais utilizadas e das axissimétricas, que são alternativas aproximadas à utilização de modelos tridimensionais na análise de escavações subterrâneas. Além disso, serão expostas algumas críticas a essas simplificações.

Capítulo 5 – Métodos de Análise da Interação: Neste capítulo, são mostrados com mais detalhes alguns métodos de análise da interação entre o maciço e o suporte de túneis citados anteriormente. São descritos desde métodos mais simplificados e antigos, como é o caso do método das “Curvas Características”, até métodos mais elaborados de análise, como os propostos por: SCHWARTZ & EINSTEIN (1980), PÖTTLER (1990), CELESTINO (1992) e CHANG (1994). Esta revisão tem como objetivo preparar o caminho para a descrição do método proposto neste trabalho.

Capítulo 6 – Modelagem do Problema: Nesta fase, inicia-se a elaboração do método proposto. Primeiramente, faz-se uma descrição das seqüências de escavação estudadas, dividindo-as em 2 grupos de análise, em seguida, são mostradas as formas de discretização e de tratamento dos problemas.

Capítulo 7 – Resultados Obtidos: São apresentados todos os resultados obtidos das simulações numéricas e a maneira como foram organizados para que se proceda às análises. Durante esta etapa, também é feita a validação dessas simulações, comparando seus resultados com expressões analíticas conhecidas e com resultados extraídos da literatura.

Capítulo 8 – Análise dos Resultados: São elaboradas soluções adimensionais para o problema de quantificação dos esforços solicitantes de compressão no suporte e dos deslocamentos radiais na interface, e determinados os coeficientes de alívio de tensões que são auxiliares às simulações bidimensionais. Além deste tipo de análise,

são realizadas análises a cerca dos deslocamentos ocorridos para cada tipo de escavação, e análises comparativas entre esforços solicitantes e resistência do suporte de concreto projetado.

Capítulo 9 – Conclusões e Propostas: É feita uma abordagem das vantagens e restrições do método proposto, da fidelidade das análises realizadas aos problemas encontrados na construção de túneis, e finalmente, partindo-se dessas restrições são feitas algumas propostas para realização de trabalhos futuros.

CAPÍTULO 2

MODELOS REOLÓGICOS

Neste capítulo é apresentada a conceituação de alguns modelos reológicos e a dedução de suas relações constitutivas que são utilizadas como matéria prima de várias simulações, como no método proposto por CELESTINO (1992), e que, além disso, serviram de ferramentas para a compreensão de alguns fenômenos observados na fase de análise dos resultados deste trabalho.

Os tópicos estão ordenados de maneira crescente com o nível de dificuldade, partindo de uma descrição detalhada de todos os modelos elementares, até chegar a modelos compostos mais complexos como o viscoelástico de Burger e o elasto-viscoplástico estudado em MUNAIAR NETO & PROENÇA (1995).

É importante salientar que os modelos aqui descritos são unidimensionais, pois estes possuem uma maior facilidade de entendimento quando comparados aos modelos tridimensionais. Este fato não impede que os modelos unidimensionais aqui expostos, mais tarde, sejam generalizados.

Por se tratar de uma compilação dos principais modelos de reologia e da escolha de modelos que melhor representassem a realidade aqui estudada, o presente capítulo teve como fonte de consulta para suas ponderações os trabalhos de autores como: ABDEL-HADY & HENRRIN (1966), CELESTINO (1992), CHRISTENSEN & WU (1964), CRISTESCU (1989), FAKHINI & FAIRHURST (1994), FEDA (1992), KEEDWELL (1984), KOMAMURA & HUANG (1974), LANGHAAR (1951), MASE (1970), MITCHELL (1993), MUNAIAR NETO (1994), MURAYAMA & SHIBATA (1958), OWEN & HINTON (1980), PROENÇA (1986) e SCHIFFMAN (1959).

2.1 - Modelos Reológicos Elementares

2.1.1 - Modelo Elástico

Modelo elástico pode ser representado por uma mola (FIGURA 2.1) cuja constante elástica K , razão entre a força aplicada e o deslocamento decorrente, é substituída pelo módulo de elasticidade do material E (razão entre a tensão aplicada, σ , e a deformação específica decorrente, ϵ), resultando na Lei de Hooke: $\sigma = E \cdot \epsilon$. Ao se aplicar uma tensão no modelo, são geradas deformações imediatas e invariáveis no tempo, sendo que numa fase de descarregamento as deformações são totalmente reversíveis, ou seja, a mola voltará ao seu comprimento original.

FIGURA 2.1 - Esquema de mola solicitada por uma determinada tensão σ .

Como pode ser visto na FIGURA 2.2, o módulo de elasticidade do material pode ser admitido como constante ou variável (seguindo uma determinada função, em concordância ao estado de deformação em que se encontra); desta maneira divide-se o comportamento elástico em linear e não linear respectivamente.

FIGURA 2.2 - Curvas elásticas linear e não linear.

2.1.2 - Modelo Plástico ou Rígido-Plástico

O modelo plástico pode ser representado por analogia a um sistema físico composto por um bloco rugoso de peso e área unitários sobre uma superfície sem inclinação e também rugosa, como é ilustrado na FIGURA 2.3. O bloco é solicitado por uma tensão σ paralela à superfície onde repousa, e ele só se deslocará se esta tensão de cisalhamento superar o coeficiente de atrito estático do sistema. Desta forma a tensão de escoamento ou plastificação do material, σ_y , fica definida como sendo o limite de tensão na iminência de movimentação do bloco.

FIGURA 2.3 - Esquema de blocos solicitados por uma tensão σ .

Uma vez deslocado, o bloco não retornará à sua posição original, ou seja, um material rígido-plástico que foi submetido a uma tensão superior à sua tensão de escoamento se caracterizará pelo aparecimento de deformações irreversíveis (residuais), apesar de imediatas, quando descarregado. O comportamento plástico de um material pode se dividir em perfeito, como pode ser observado na FIGURA 2.4, ou com encruamento que está exposto na FIGURA 2.5.

FIGURA 2.4 - Curva do comportamento rígido-plástico perfeito.

No primeiro caso, as deformações são ilimitadas após atingida a tensão de plastificação do material, como se segue nas expressões abaixo :

$$\sigma < \sigma_y \quad \Rightarrow \quad \varepsilon = 0 \quad (2.1)$$

$$\sigma = \sigma_y \quad \Rightarrow \quad \varepsilon > 0 \quad (2.2)$$

FIGURA 2.5 - Curva do comportamento rígido-plástico com encruamento.

No caso do encruamento positivo do material, os acréscimos de tensão são admissíveis com a evolução das deformações plásticas seguindo uma função de encruamento linear ou não. Assim, faz-se analogia ao coeficiente de atrito estático (na fase rígida) e ao coeficiente de atrito dinâmico (na fase plástica com encruamento). Contudo, deve-se ressaltar que este caso se trata de um dos mais simples modelos compostos, e que a sua inserção nesta fase apenas se mostrou oportuna, já que na próxima seção são apresentados modelos compostos com graus de complexidade bem maiores. As expressões abaixo resumem matematicamente o parágrafo :

$$\sigma < \sigma_y \quad \Rightarrow \quad \varepsilon = 0 \quad (2.3)$$

$$\sigma \geq \sigma_y \quad \Rightarrow \quad \varepsilon = \varepsilon_p \quad (2.4)$$

$$\sigma = H\varepsilon_p + \sigma_y, \quad \text{onde: } H = \frac{(\sigma - \sigma_y)}{\varepsilon_p} \quad (2.5)$$

2.1.3 - Modelo Viscoso

O modelo viscoso pode ser representado por um pistão com êmbolo perfurado imerso em líquido viscoso, ou amortecedor, como se esquematiza na FIGURA 2.6. Apesar de ser a viscosidade uma característica dos líquidos, nos sólidos ela se manifesta pelo aparecimento de deformações não imediatas e totalmente irreversíveis, que se desenvolvem ao longo do tempo, mesmo que as tensões permaneçam constantes. A grosso modo, este modelo funciona como um “retardador” de deformações.

FIGURA 2.6 - Esquema de pistão com êmbolo imerso em líquido viscoso.

O tratamento analítico desse tipo de comportamento consiste em se admitir a tensão σ proporcional a uma taxa de crescimento de deformações com o tempo (velocidade de deformação); ao se aplicar uma determinada tensão não ocorrerá de imediato uma deformação. Isto pode ser expresso matematicamente por:

$$\sigma = \mu \dot{\varepsilon} \quad (2.6)$$

onde μ é a viscosidade do material.

A simulação de deformação ao longo do tempo pela equação anterior, fica evidenciada pela resolução do caso particular de sollicitação onde se admite que σ permaneça constante e igual a $\bar{\sigma}$. Considerando que em $t = 0$, $\varepsilon(0) = 0$, e integrando a equação anterior obtém-se :

$$\varepsilon = \frac{\bar{\sigma}}{\mu} t \quad (2.7)$$

A equação (2.7) pode ser representada graficamente pela FIGURA 2.7.

FIGURA 2.7 - Curvas representativas do comportamento viscoso.

A expressão acima permite ainda a consideração de que, retirado o carregamento em um determinado instante, a velocidade de deformação é nula, logo as deformações permanecem constantes. Isto corrobora a idéia de que as deformações irreversíveis são características intrínsecas dos materiais de comportamento totalmente viscoso.

2.2 - Modelos Reológicos Compostos

2.2.1 - Modelos Visco-Elásticos

O modelo visco-elástico pode ser representado pela associação em série ou em paralelo dos modelos elementares mola e amortecedor. Ou mesmo pela associação desses sistemas em série ou paralelo, como é o caso do Modelo de Burger.

Este modelo tem importância significativa na simulação do comportamento de materiais como solo, rochas e concreto, que mesmo em regime elástico apresentam deformações ao longo do tempo.

Para uma melhor compreensão do comportamento visco-elástico dois conceitos devem ser bem fixados, são eles: o conceito de fluência (“*creep*”) e o de

relaxação. O primeiro trata da análise do crescimento das deformações sob tensão constante, enquanto que o segundo conceito diz respeito à diminuição das tensões partindo-se de um estado de deformações constante. Os diagramas que descrevem os conceitos acima citados se encontram na FIGURA 2.8.

Ao se fazer a análise da FIGURA 8a, pode-se notar que primeiramente ocorre uma deformação imediata ε_0 no instante do carregamento do modelo ($t=0$). Logo após, segue-se um regime de fluência primária, fluência secundária e finalmente terciária.

FIGURA 2.8 - Curvas representativas dos conceitos de fluência e relaxação.

No regime de fluência primária as deformações são totalmente recuperáveis no caso de descarregamento e a variação da deformação com o tempo é decrescente em magnitude tendendo a se estabilizar. O regime secundário se caracteriza pela total estabilização da velocidade de deformação ($d\varepsilon/dt = \text{constante}$), porém as deformações são irreversíveis quando o material se encontra em situação de descarregamento. No regime de fluência terciária há uma variação crescente da deformação no tempo até que se atinja a ruptura.

Os modelos visco-elásticos possuem dois tipos de associações básicas de mola e amortecedor, que permitem reproduzir as características dos regimes de fluência primária (associação em paralelo ou modelo de Kelvin) e secundária (associação em série ou modelo de Maxwell).

Modelo de Burger

O modelo de Burger consiste em se associar em série os modelos visco-elásticos básicos de Maxwell e Kelvin, citados anteriormente, como é exposto na FIGURA 2.9.

FIGURA 2.9 - Esquema de associação em série dos modelos compostos de Maxwell e Kelvin - Modelo de Burger.

Sua característica principal é a possibilidade de simulação de dois dos três regimes de fluência do material: a fluência primária e a secundária, características marcantes dos modelos básicos de Kelvin e Maxwell, respectivamente. Desta forma, é possível obter o diagrama de fluência quase completo, faltando apenas o regime de fluência terciária. As expressões resultantes deste modelo são:

$$\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_v + \varepsilon_{ve} \quad (2.8)$$

$$\sigma = \sigma_e = \sigma_v = \sigma_{ve} = E_1 \varepsilon_e = \mu_1 \dot{\varepsilon}_{ve} = E_2 \varepsilon_{ve} + \mu_2 \dot{\varepsilon}_{ve} \quad (2.9)$$

$$\sigma = \bar{\sigma} \Rightarrow \varepsilon(t) = \frac{\bar{\sigma}}{E_1} + \frac{\bar{\sigma}}{\mu_1} t + \frac{\bar{\sigma}}{E_2} \left(1 - e^{-\frac{E_2 t}{\mu_2}} \right) \quad (2.10)$$

Na FIGURA 2.10, são mostrados os gráficos de tensões e deformações em função do tempo.

FIGURA 2.10 - Curvas representativas do comportamento de tensões e deformações ao longo do tempo para o modelo de Burger.

2.2.2 - Modelo de MUNAIAR NETO & PROENÇA (1995).

Este modelo elasto-viscoplástico foi estudado por MUNAIAR NETO & PROENÇA (1995), e é basicamente composto pela associação em série do modelo visco-elástico básico de Kelvin com o modelo de OWEN & HINTON (1980), como pode ser melhor observado na FIGURA 2.11. O objetivo principal do modelo de OWEN & HINTON (1980) é a possibilidade de análise temporal do comportamento de um material elasto-plástico. Deve-se destacar que, neste modelo, a fase plástica possui comportamento equivalente ao modelo rígido-plástico com encruamento. Isso

permite que ocorra a estabilização da deformação total mesmo após ter sido atingida a tensão de escoamento do material.

FIGURA 2.11 – Representação do modelo elasto-viscoplástico de MUNAIAR NETO & PROENÇA (1995).

O modelo de Kelvin adicionado tem como função principal considerar o desenvolvimento das deformações ao longo do tempo, mesmo que o material esteja exposto a um nível de tensões abaixo da tensão de plastificação, ou seja, a um nível elástico. Neste modelo, contudo, não são representadas as deformações viscosas irreversíveis, as quais ocorrem mesmo antes de que se atinja níveis de sollicitação que venham a ocasionar a plastificação do material.

A deformação total do sistema é obtida de maneira simples como sendo a soma das parcelas de deformação elástica, visco-elástica e visco-plástica. Para a análise de tensões no sistema, deve ser admitido que σ_p seja igual a Y (nível de tensão do gatilho plástico após atingida a tensão de escoamento do material, σ_y). Uma vez que tenha sido atingido o nível de tensão σ_y , e σ_{d2} é a tensão no amortecedor, ou seja, uma tensão de valor igual a $(\sigma - \sigma_p)$ dissipando-se ao longo do tempo.

É importante destacar que este modelo possui como casos particulares (evidenciados a partir da prescrição de valores nulos ou extremamente altos para alguns dos parâmetros) alguns dos modelos já descritos: o modelo de Burger ($E_2 = 0$

e $Y = 0$), o de OWEN & HINTON (1980) ($\gamma_1 \rightarrow \infty$), o modelo misto de Kelvin ($\gamma_1 \rightarrow \infty$ e $Y = 0$), elasto-plástico com encruamento ($\gamma_1 \rightarrow \infty$ e $\gamma_2 = 1$), e também, o modelo elasto-plástico sem encruamento ($\gamma_1 \rightarrow \infty$, $\gamma_2 = 1$ e $H = 0$).

FIGURA 2.12 – Curvas representativas da evolução de tensões e deformações ao longo do tempo para o modelo de MUNAIAR NETO & PROENÇA (1995).

A seguir são demonstradas as expressões gerais do modelo. Em decorrência da associação em série do modelo de Kelvin com o de OWEN & HINTON (1980) estas expressões são:

$$\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_{ve} + \varepsilon_{vp} \quad (2.11)$$

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}_e + \dot{\varepsilon}_{ve} + \dot{\varepsilon}_{vp} \quad (2.12)$$

sendo que:

$$\sigma_{el} = \sigma_{ve} = \sigma_{vp} = \sigma \quad (2.13)$$

onde σ_{e1} significa a tensão na mola, σ_{ve} a tensão no sistema visco-elástico e σ_{vp} a tensão no sistema visco-plástico. A dedução das relações constitutivas do modelo é feita adiante, escrevendo-se as velocidades de deformação referentes a cada sistema da associação.

1º - Trecho elástico

$$\sigma_{e1} = \sigma \quad (2.14)$$

$$\varepsilon_e = \frac{\sigma}{E_1} \quad \Rightarrow \quad \dot{\varepsilon}_e = \frac{\dot{\sigma}}{E_1} \quad (2.15)$$

2º - Trecho visco-elástico

$$\sigma_{ve} = \sigma_{e2} + \sigma_{d1} = \sigma \quad (2.16)$$

$$E_2 \varepsilon_{ve} + \mu_1 \dot{\varepsilon}_{ve} = \sigma \quad (2.17)$$

$$\dot{\varepsilon}_{ve} = \frac{\sigma}{\mu_1} - \frac{E_2 \varepsilon_{ve}}{\mu_1} \quad (2.18)$$

3º - Trecho visco-plástico

$$\sigma_{vp} = \sigma_p + \sigma_{d2} = \sigma \quad (2.19)$$

$$\text{se } \sigma \geq \sigma_y \quad \Rightarrow \quad \sigma_p = Y = \sigma_y + H \varepsilon_{vp} \quad (2.20)$$

$$\sigma_{d2} = \mu_2 \dot{\varepsilon}_{vp} \quad (2.21)$$

$$(\sigma_y + H\varepsilon_{vp}) + \mu_2 \dot{\varepsilon}_{vp} = \sigma \quad (2.22)$$

$$\dot{\varepsilon}_{vp} = \frac{(\sigma - \sigma_y - H\varepsilon_{vp})}{\mu_2} \quad (2.23)$$

Ao substituir as expressões (2.15), (2.18) e (2.23) na (2.12), obtém-se uma expressão geral para a razão de deformação com o tempo, que possui a seguinte forma:

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\dot{\sigma}}{E_1} + \frac{(\sigma - E_2\varepsilon_{ve})}{\mu_1} + \frac{[\sigma - (\sigma_y + H\varepsilon_{vp})]}{\mu_2} \quad (2.24)$$

Definindo-se $\gamma_1 = 1/\mu_1$ e $\gamma_2 = 1/\mu_2$, como parâmetros de fluidez do material, a expressão acima passa a ser escrita como sendo:

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\dot{\sigma}}{E_1} + \gamma_1(\sigma - E_2\varepsilon_{ve}) + \gamma_2[\sigma - (\sigma_y + H\varepsilon_{vp})] \quad (2.25)$$

Pela análise simultânea da equação geral do modelo modificado (2.25) e da equação (2.26) a seguir, que é a equação do modelo de OWEN & HINTON (1980), pode-se notar que as parcelas elásticas e visco-plásticas são idênticas. Contudo, a parcela visco-elástica de tensão e deformação é a principal diferença entre estes.

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\dot{\sigma}}{E} + \gamma[\sigma - (\sigma_y + H\varepsilon_{vp})] \quad (2.26)$$

Resolvendo a equação (2.24) ao se considerar um nível de tensão constante e menor do que a tensão de plastificação do material, σ_y , obtém-se:

$$\sigma = \bar{\sigma} < \sigma_y \Rightarrow \varepsilon(t) = \frac{\bar{\sigma}}{E_1} + \frac{\bar{\sigma}}{E_2} \left[1 - e^{(-E_2 \gamma_1 t)} \right] \quad (2.27)$$

Agora, ao se resolver (2.24) considerando um nível tensão constante e no mínimo igual à tensão de plastificação, obtém-se:

$$\sigma = \bar{\sigma} \geq \sigma_y \Rightarrow \varepsilon(t) = \frac{\bar{\sigma}}{E_1} + \frac{\bar{\sigma}}{E_2} \left[1 - e^{(-E_2 \gamma_1 t)} \right] + \frac{(\bar{\sigma} - \sigma_y)}{H} \left[1 - e^{(-H \gamma_2 t)} \right] \quad (2.28)$$

2.2.3 – Mod. de MUNAIAR NETO & PROENÇA (1995) modificado

Este modelo nada mais é do que a adição em série de um modelo viscoso elementar (amortecedor) ao modelo elasto-viscoplástico de MUNAIAR NETO & PROENÇA (1995). A adição deste simples componente tem a função de representar o comportamento de materiais que apresentam deformações irreversíveis mesmo quando submetidos a níveis elásticos de tensão. O modelo modificado pode ser melhor compreendido através de suas representações esquemática e gráfica, encontradas nas FIGURAS 2.13 e 2.14, respectivamente.

FIGURA 2.13 – Representação do modelo elasto-viscoplástico de MUNAIAR NETO & PROENÇA (1995) modificado.

FIGURA 2.14 – Curvas representativas da evolução de tensões e deformações com tempo para o modelo de MUNAIAR NETO & PROENÇA (1995) modificado.

Ainda pela observação da FIGURA 2.13, pode-se notar que este modelo, quando submetido a um nível elástico de sollicitação, apresenta as mesmas características do modelo de Burger.

O desenvolvimento da formulação matemática deste modelo segue os mesmos passos descritos para o equacionamento do modelo de MUNAIAR NETO & PROENÇA (1995) na seção anterior. Entretanto, é acrescida mais uma parcela de deformação ao modelo devida à adição em série do novo amortecedor, desta maneira a deformação total do sistema fica expressa como:

$$\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_v + \varepsilon_{ve} + \varepsilon_{vp} \quad (2.29)$$

Resolvendo-se a equação diferencial resultante da equação (2.28) pela consideração de um nível de tensão constante e menor do que a tensão de plastificação do material, σ_y , obtém-se:

$$\varepsilon(t) = \frac{\bar{\sigma}}{E_1} + \bar{\sigma}\gamma_1 t + \frac{\bar{\sigma}}{E_2} \left[1 - e^{(-E_2\gamma_2 t)} \right] \quad (2.30)$$

que, em verdade, é a mesma expressão que representa o modelo de Burger. Entretanto, ao se resolver a mesma equação diferencial, mas agora, considerando um nível tensão constante e no mínimo igual à tensão de plastificação do material, chega-se à expressão:

$$\varepsilon(t) = \frac{\bar{\sigma}}{E_1} + \bar{\sigma}\gamma_1 t + \frac{\bar{\sigma}}{E_2} \left[1 - e^{(-E_2\gamma_2 t)} \right] + \frac{(\bar{\sigma} - \sigma_y)}{H} \left[1 - e^{(-H\gamma_3 t)} \right] \quad (2.31)$$

CAPÍTULO 3

O NATM E SEUS ELEMENTOS

Neste capítulo, com a intenção de se introduzirem alguns conceitos de grande importância ao desenvolvimento deste trabalho é feito um breve histórico do desenvolvimento do “Novo Método Austríaco de Construção de Túneis” e uma descrição em linhas gerais dos princípios envolvidos por este método. Além disso, o comportamento individual de dois de seus elementos mais importantes, o maciço e o revestimento de concreto projetado, são abordados a fim de que, mais adiante, a interação entre estes elementos possa ser modelada com maior fidelidade aos problemas reais.

3.1 – O Novo Método Austríaco de Construção de Túneis

O início do desenvolvimento do NATM se deu no período de 1931 a 1936 em que, até o dado momento, o engenheiro civil Ladislaus Von Rabcewicz se empenhava como chefe de construção da Linha Norte da Estrada de Ferro Transiraniana. Mais tarde, durante o período de 1956 a 1958, quando o então professor Rabcewicz foi contratado pela ONU como especialista para construção de túneis ferroviários e rodoviários na Venezuela, é que o NATM foi utilizado pela primeira vez na construção de túneis, os quais foram executados com o auxílio de um suporte composto por concreto projetado, cambotas leves e ancoragens sistemáticas.

Somente na década seguinte, foi que Rabcewicz apresentou no Colóquio de Geomecânica de 1963, realizado na Áustria, o “Novo Método Austríaco de

Construção de Túneis”, que era a concretização de suas idéias no sentido da criação de um sistema de escavação baseado num dimensionamento empírico, após observar que todas as dificuldades e colapsos decorrentes de sua execução eram conseqüências da possibilidade oferecida por outros métodos conhecidos de se permitir afrouxamentos iniciais do maciço sem controle algum e de deixar vazios entre o suporte e o terreno.

A adoção do concreto projetado com acelerador de pega como elemento de suporte foi feita quando se imaginou que unicamente um material suficientemente plástico no momento da aplicação seria capaz de preencher as cavidades mais irregulares, que pudesse ser aplicado imediatamente após a escavação, e que oferecesse uma elevada rigidez e resistência em pouco tempo, eliminaria os afrouxamentos iniciais e os vazios na interface ao imobilizar a rocha ou o solo em sua posição relativa. O concreto projetado atua por forte aderência e coação ao terreno, imobilizando os seus elementos formadores (blocos) e obrigando o maciço a suportar o carregamento em integração com o suporte.

Segundo GOLSER (1994), em resposta às críticas feitas pelo professor Kovári no 42º Colóquio de Geomecânica de Salzburgo, em 1993, que também podem ser vistas em KOVÁRI (1994): “O NATM segue um conceito segundo o qual o maciço (solo ou rocha) circundante à escavação, através da ativação de um anel de suporte, torna-se um elemento de suporte da escavação.”

Esclarecendo estas palavras, pode-se dizer que na execução de uma escavação subterrânea, o estado de equilíbrio existente no maciço se modifica, através de uma série de estados intermediários nos quais ocorrem transferências de tensões, num novo estado de equilíbrio secundário. O NATM tem como escopo principal o controle destes estados intermediários de maneira tecnicamente segura e a mais econômica possível, para que se atinja um estado de equilíbrio final ótimo. Para que este objetivo seja atingido, é necessário que as deformações do maciço sejam controladas, de maneira que, de um lado essas deformações sejam mantidas pequenas o suficiente para que o maciço não se afaste de modo definitivo de sua resistência inicial, e de outro lado que as deformações sejam grandes o suficiente para ativar a colaboração do maciço como anel de sustentação, otimizando assim os custos de escavação e suporte.

Por ter se mostrado um método versátil e flexível, o NATM vem sendo utilizado e difundido pelo mundo inteiro durante décadas, contudo, vem sendo igualmente incompreendido. Além de críticas como as feitas por KOVÁRI (1994), o método sofreu críticas mais elaboradas como as de MELLO (1996), que são relacionadas à validade da monitoração de deslocamentos no interior de túneis; e outras que diziam respeito à consideração do NATM como um conjunto de técnicas de escavação e suporte, quando na verdade este deveria ser encarado como uma filosofia ou conjunto de conceitos. Estas últimas críticas foram apresentadas por MÜLLER (1990) e BROWN (1990). A partir do momento em que se aceita o NATM como uma filosofia, deve-se atentar aos seguintes princípios que o regem:

- O principal suporte de um túnel é o maciço que o circunda. Deve-se mobilizar ao máximo a capacidade portante do maciço circunvizinho à abertura, formando um anel de estabilização em conjunto com a estrutura de suporte.
- As deformações do maciço e do suporte devem ser rigorosamente observadas e controladas, evitando-se assim um processo de deterioração e relaxamento do maciço.
- O suporte que interage com o maciço deve ser aplicado no tempo correto, ou seja, respeitando as características geomecânicas do maciço.
- A extensão a ser deixada sem suporte em qualquer momento durante a construção deve ser a menor possível. Sempre que possível deve-se avançar o túnel em seção plena (ou com o mínimo de parcializações possíveis), com o menor tempo de ciclo e a mínima perturbação do maciço.
- A rigidez do suporte deve ser compatível com o maciço, de maneira a restringir dentro de limites seguros as deformações.
- A geometria da escavação deve ser adequada de maneira a evitar descontinuidades geométricas acentuadas, as quais induzam a elevados esforços de flexão.

- Contratante, projetista e construtor devem estar bem entrosados a fim de que seja possível a adoção de soluções mais rápidas e eficientes.

3.2 – Comportamento do Maciço

A operação de escavação de um túnel causa grandes modificações no estado de tensões originais do maciço, seja ele constituído de rocha ou solo, que reagirá à escavação de algum modo. A passagem da frente de escavação por uma determinada seção transversal do túnel aumenta a velocidade de tais mudanças nos estados de tensões e deformações de suas vizinhanças. A esta região vizinha, LOMBARDI (1974) deu o nome de “zona de influência da frente de escavação”, tentando descrever tais modificações.

Nesta fase de revisão, serão discutidos os efeitos causados pela abertura de túneis em maciços rochosos e de solo. Primeiramente, serão analisadas as tensões resultantes do processo de escavação e, logo em seguida, as suas deformações resultantes.

3.2.1 - Mudanças no Estado de Tensões

A abertura de um túnel em um maciço conduz, nas regiões da vizinhança da frente de escavação, a características tridimensionais de tensão. Como ilustração do caso, pode ser vista na FIGURA 3.1 a distribuição longitudinal de tensões principais para um meio elástico obtida por simulações axissimétricas do avanço da face de um túnel sem revestimento. Na parte posterior à face, as direções das tensões principais se encontram inicialmente paralelas ao eixo do túnel, e à medida que a face se aproxima, estas direções são giradas de até 90°. As maiores mudanças de tensões se localizam a uma distância de aproximadamente 1 a 1.5 vezes o diâmetro do túnel ao redor da face. A maioria das mudanças tridimensionais de tensão são geralmente estabilizadas a uma distância menor ou igual a dois diâmetros atrás da face e os

valores finais se aproximam dos valores encontrados em soluções analíticas do estado plano, como é o caso da solução clássica de Kirsch, o que corrobora o conceito da “zona de influência da frente de escavação”.

FIGURA 3.1 - Distribuição longitudinal das direções principais ao redor da face.

A mesma mudança das direções principais em uma seção transversal que afetada pela escavação de um túnel pode ser observada na FIGURA 3.2. Esta figura é o resultado da simulação numérica no estado plano de deformação da retirada de material de uma região circular de um maciço que possui um estado de tensões hidrostático, ou seja, $K_0=1$.

FIGURA 3.2 – Distribuição transversal das direções principais de uma abertura.

A distribuição longitudinal de tensões tangenciais, σ_θ , obtida de simulações numéricas axissimétricas de túneis sem suporte em meios elásticos, podem ser vistas na FIGURA 3.3. Por sua análise, pode-se dizer que nas proximidades da face do túnel a tensão tangencial atuante em suas paredes laterais é menor do que quando se afasta desta. Isto se deve ao “efeito de suporte da frente de escavação”, que torna o maciço nas suas imediações menos comprimido na direção tangencial à superfície da abertura.

FIGURA 3.3 - Distribuição longitudinal de tensões tangenciais obtidas de simulações numéricas com tensões iniciais consideradas hidrostáticas.

LOMBARDI (1974) percebeu que a existência de uma tensão de cisalhamento, τ_{rz} , que é vertical, perpendicular ao eixo do túnel e próxima à frente de escavação, possui grande importância nas contribuições ao efeito de suporte da frente de escavação. A distribuição destas tensões é mostrada na FIGURA 3.4, na qual pode ser notada a concentração de tensões nos cantos da face e que a “zona de influência da frente de escavação” pode ser determinada por esta zona de tensões de cisalhamento. Segundo ECKSCHMIDT & CELESTINO (1982), é importante ressaltar que σ_r (tensão radial), σ_θ (tensão tangencial às paredes) e σ_z (tensão paralela ao eixo do túnel) não são as tensões principais na extensão desta região. Este fato implica que as tensões cisalhantes, τ_{rz} , conduzem a tensões desviatórias reais maiores

que as obtidas em análises planas, o que exerce grande influência no fluxo plástico quando o material exceder o regime elástico.

FIGURA 3.4 - Distribuição longitudinal de tensões cisalhantes, τ_{rz} , ao redor da frente de escavação, a partir de simulações numéricas axissimétricas.

3.2.2 - Mudanças no Estado de Deformações

Com o intuito de demonstrar completamente os efeitos dos avanços da frente de escavação, HANAFY (1980) simulou elasticamente as mudanças ocorridas em termos de deslocamentos radiais para um determinado ponto de referência. Pode ser entendido pela observação da FIGURA 3.5, que o início dos deslocamentos ocorre quando a frente de escavação dista de aproximadamente quatro raios do túnel, partindo do ponto tomado como referência. Uma mudança brusca acontece quando a frente se localizar dentro de uma região de mais ou menos um raio adiante e atrás do referido ponto. Ao atingir a seção de controle, aproximadamente 30% do deslocamento total tomará lugar, 80% quando a frente estiver distando de um raio adiante desta seção, e quase atingirá 100% do deslocamento total quando esta se localizar a uma distância de dois raios da frente de escavação. Isto mostra que, para um túnel circular em condições elásticas a “zona de influência da frente de

escavação”, citada anteriormente, pode ser considerada como uma região de aproximadamente dois diâmetros deste túnel ao redor de sua frente de escavação.

FIGURA 3.5 - Deslocamentos radiais cumulativos devido aos avanços da frente de escavação sob condições elásticas em modelos axissimétricos.

PAN (1988), através de simulações numéricas, demonstrou que no caso de um campo de tensões iniciais de um maciço rochoso não fraturado, onde o coeficiente de empuxo em repouso é igual a um, o deslocamento radial elástico das paredes de uma seção distante da face pode ser bem estimado pela particularização da solução clássica de Kirsch para o estado plano, traduzido pela expressão:

$$u_r = \frac{p_0 \cdot R}{2 \cdot G} \quad (3.1)$$

onde G é o módulo de cisalhamento da rocha, p_0 a tensão inicial atuante no terreno e R o raio do túnel. Ao seguir os mesmos procedimentos anteriores, mas agora simulando condições elasto-plásticas do maciço, LEE (1990) chegou às mesmas conclusões, mas neste caso, comparou o resultado de suas simulações com soluções analíticas que consideram a plastificação do material do maciço.

PANET (1979) propôs a equação (3.2) para a quantificação do perfil de deslocamentos radiais de um túnel circular profundo sem suporte, em avanço num maciço com um estado de tensões hidrostático.

para $y > 0$:

$$u_r = c_0 + c_1 \left[1 - \exp\left(-\frac{|y|}{0.7R}\right) \right] \quad (3.2)$$

para $y \leq 0$:

$$u_r = c_0 - c_1 \left[1 - \exp\left(-\frac{|y|}{0.7R}\right) \right] \quad (3.3)$$

$$\text{com:} \quad c_0 = -\frac{\sigma_0 R}{2G} \quad \text{e} \quad c_1 = \frac{\sigma_0 R}{2G} (1 - h_0) \quad (3.5)$$

onde:

$$h_0 \cong 1/3$$

σ_0 = Tensão in situ.

G = Módulo de cisalhamento do maciço.

y = Distância da frente de escavação.

Simulações tridimensionais pelo método dos elementos de contorno foram executadas por NIWA (1979), nas quais três configurações de tensões iniciais foram testadas. Estas configurações indicaram que os deslocamentos radiais são predominantemente causados por tensões iniciais perpendiculares ao eixo do túnel, enquanto a frente de escavação se deforma sensivelmente quando a direção das tensões normais e das tensões de cisalhamento iniciais são paralelas ao mesmo eixo. A influência do coeficiente de Poisson no que tange aos deslocamentos radiais é pouco evidente, é o que também mostrou NIWA (1979).

A plasticidade vinculada aos maciços rochosos ou de solo tem um impacto substancial nas magnitudes e na distribuição de deslocamentos atrás da frente de escavação. Comparado com o caso elástico, o deslocamento radial total é muito maior, e este deslocamento atinge seu valor final a uma distância bem maior da

frente. Foi observado por PANET (1982), através de simulações numéricas, que a deformação é estritamente dependente da extensão do raio de plastificação, ou seja, uma grande extensão do raio de plastificação resulta em grandes deslocamentos e em grandes distâncias da face para que estes atinjam seus valores finais. A razão dada a este fato é de que a rigidez da face se torna mais baixa quando o maciço ao seu redor se plastifica, desta forma, o efeito de suporte da face diminui.

Com relação às deformações dependentes do tempo, o método de escavação tem uma influência significativa nos deslocamentos, como foi constatado por CELESTINO (1992) e HANAFY (1980). Estes pesquisadores mostraram que os deslocamentos radiais devidos à fluência do material são, na maioria das vezes, mais importantes do que os de resposta instantânea.

3.3 – Propriedades do Concreto Projetado

O concreto projetado pode ser definido como uma mistura de areia, brita, cimento Portland e aditivos aceleradores de pega bem homogeneizados, que é impulsionada por uma máquina de projeção rumo à superfície a ser tratada. Este impulso é dado por meio de uma corrente de ar comprimido ou por uma bomba, que transporta a mistura em alta velocidade através de um tubo flexível, o mangote, até que a mistura atinja a superfície a ser estabilizada. Neste último momento, a mistura também sofre o efeito de compactação simultânea, reflexo da alta energia cinética dada aos agregados na saída do sistema.

A seguir, as poucas informações encontradas na literatura a cerca das propriedades do concreto projetado são enumeradas.

3.3.1 - Resistência à Compressão e Módulo de Elasticidade

Uma das mais importantes propriedades que descrevem a qualidade do concreto projetado é a sua resistência à compressão simples. O parâmetro de

resistência à compressão é freqüentemente especificado pelo projeto e testado em campo ou laboratório, com o propósito do controle de qualidade do material.

Os ensaios relativos ao concreto projetado a pequenas idades são de difícil execução, pois é muito difícil retirar testemunhos da superfície projetada sem que o material tenha atingido uma resistência à compressão simples de no mínimo 5 a 10 MPa. Por outro lado, aplicar o concreto em caixas cúbicas, com a finalidade de se moldar diretamente os corpos de prova, não é um procedimento recomendável como maneira de se representar a realidade de aplicação do concreto em túneis, já que as paredes laterais dos moldes podem influenciar no processo de compactação destes.

Devido a estas razões, alguns métodos indiretos foram desenvolvidos para a determinação da resistência à compressão do concreto projetado, como é o caso de dois dos primeiros métodos indiretos que foram concebidos por SÄLLSTRÖN (1969) que, em 1990, foram padronizados pela ÖBV (Sociedade Austriaca do Concreto). O primeiro consiste em um ensaio de penetração para solos modificado que é realizado logo após a fase de projeção do concreto. O segundo método consiste no disparo de um pino sobre a superfície de concreto, certo tempo após sua projeção, onde são medidos a profundidade de penetração e em seguida a força necessária para sua retirada.

Contudo, estes dois testes são muito sensíveis a certas características do material que está sendo testado, como é o caso da influência do tamanho dos agregados do concreto no primeiro teste. A resistência à penetração cresce muito com o aumento do tamanho do agregado utilizado, desta maneira se faz necessária a calibração do método em qualquer situação não usual, o que pode ser demorado e caro para um projeto em andamento.

CHANG (1994) sugere um novo método indireto, que se resume na cravação de uma barra de seção retangular, instantes após o lançamento do material, e na leitura de deslocamentos angulares e torque aplicados num determinado tempo. O torque máximo e a rigidez à torção, K_t , podem ser determinados como pode se observar pela FIGURA 3.6. Desta forma, a resistência à compressão e o módulo de elasticidade podem ser obtidos pelas relações dadas na figura, onde α e β são parâmetros determinados por ensaios de calibração de laboratório. Mas é importante salientar que a confiabilidade do método ainda está sendo estudada.

FIGURA 3.6 - Método de ensaio para a determinação da resistência à compressão e do módulo de elasticidade do concreto a pequenas idades (CHANG, 1994).

Quanto ao crescimento da resistência do concreto, CHANG (1994) resume grande número dos resultados de ensaios de compressão simples com concreto projetado realizados por outros pesquisadores, da década de 70 até 1994, através da regressão exponencial desses dados expressa pela equação:

$$\sigma_c = 1.105 \cdot \sigma_{c28} \cdot e^{(-0.743/t^{0.70})} \quad (3.4)$$

onde :

- t - Tempo em dias.
- σ_c - Resistência à compressão em MPa no tempo t .
- σ_{c28} - Resistência à compressão em MPa aos 28 dias.

É importante ressaltar que nestes resultados compilados por CHANG (1994), estão incluídas muitas variações de mistura e do processo para obtenção do concreto projetado, desde a maneira como foi feita a adição de água, até a utilização de aditivos aceleradores, plastificantes e de reforços por fibras. Apesar de um grande número de dados, estes apresentam também uma grande dispersão.

Em contraste a essa enorme quantidade de estudos a respeito da resistência à compressão, apenas uma pequena quantidade de informação sobre o desenvolvimento do módulo de elasticidade do concreto projetado pode ser encontrada na literatura. FERREIRA (1997) relata uma grande quantidade de dados

de resistência a pequenas idades e muito poucos dados que puderam ser obtidos para a deformabilidade de concretos às mesmas idades, a despeito de grande esforço. Uma das razões disso se encaixa nas dificuldades acima descritas, e a outra pode ser associada ao fato de que não tenha sido ainda percebida a sua importância no cálculo das tensões e deslocamentos resultantes da escavação de um túnel.

Utilizando o mesmo procedimento, a compilação de resultados anteriores, CHANG (1994) apresentou uma expressão que descreve a evolução do módulo de elasticidade do concreto projetado em função do tempo. Essa equação foi obtida pela regressão exponencial de um conjunto constituído pelos raros resultados de ensaios executados por HUBER (1991) e FISCHNALLER (1992) (*apud* CHANG, 1994), e é descrita como:

$$E_c = 1.062.E_{c28}.e^{(-0.446/t^{0.70})} \quad (3.5)$$

onde :

- t - tempo em dias.
- E_c - módulo de elasticidade em GPa no tempo t .
- E_{c28} - módulo de elasticidade em GPa aos 28 dias.

Pela comparação entre curvas $\sigma_c(t)/\sigma_{c28}$ e $E_c(t)/E_{c28}$ na FIGURA 3.7, que descrevem o crescimento ao longo do tempo de ambas propriedades, pode-se concluir que o módulo de elasticidade tem uma taxa de crescimento maior que a resistência à compressão. Isto pode gerar grandes problemas no que diz respeito à construção de túneis, pois uma alta rigidez do revestimento resulta geralmente numa alta carga do maciço suportada por este, portanto altos valores de resistência à compressão são necessários para tal função. Outro fato conflitante neste caso, é a utilização de aceleradores de resistência que promovem além de uma alta resistência a pequenas idades, como também resultam numa alta rigidez, neste mesmo período de tempo. Isto poderia significar uma neutralização do benefício dado pela aceleração do crescimento da resistência para o material, pois quanto maior a rigidez do suporte maior a quantidade de carregamento que o suporte absorverá do maciço, levando-o, quem sabe, à ruptura por cisalhamento na compressão.

FIGURA 3.7 - Comparação entre o crescimento da resistência à compressão e do módulo de elasticidade do concreto projetado.

A inclusão de fibras no concreto projetado não traz grandes vantagens, no que tange o aumento de resistência à compressão, como foi notado por MORGAN (1981). A razão para esta afirmação, reside no fato de que a resistência à compressão é geralmente governada pela resistência à compressão da matriz do concreto. Matrizes fracas de concreto são condicionadas por vários fatores como grandes relações água-cimento das misturas, por exemplo. No caso do concreto reforçado por fibras, uma grande quantidade de água é requerida para se obter um "slump" baixo, ou seja, uma boa trabalhabilidade. A vantagem oferecida pela adição de fibra está no aumento da tenacidade à fratura do concreto projetado e maiores deformações de ruptura.

A grande diferença entre o concreto convencional e o projetado se encontra na compactação imposta pelo método de lançamento. No concreto convencional a compactação se dá por vibração, enquanto que na projeção esta se deve à energia cinética causada pelo lançamento. No entanto, ensaios realizados por LITTLE (1985) mostram que os valores de resistência à compressão de laboratório para o concreto projetado segue a tendência da curva geral de resistência do concreto convencional.

A resistência à compressão do concreto projetado em diferentes idades foi estudado por SEZAKI (1989), que apresenta curvas de *tensão x deformação* a 3, 6 e 12 horas, e a 1, 3, 7 e 28 dias após o lançamento. Por comparação entre estas curvas pode-se dizer que o concreto se comporta como um material dúctil em idades inferiores a um dia. Quando a sua resistência é atingida, o material tem ainda uma considerável resistência residual e ruptura completa se dá a uma grande deformação. Isto significa que este material, quando ainda jovem, tem uma grande habilidade de absorver as deformações do maciço onde se localiza o túnel.

3.3.2 - Resistência à Flexão

A resistência à flexão do concreto projetado é obtida pelo ensaio de flexão com cargas concentradas nos terços médios do vão (flexão a quatro pontos), segundo a norma da ASTM, e esta resistência é definida pela equação:

$$F.S. = \frac{P.L}{b.h^2} \quad (3.6)$$

onde :

- $F.S.$ - resistência à flexão em MPa.
- P - carregamento máximo aplicado em Newtons.
- L - vão em milímetros.
- b - largura média da viga em milímetros.
- h - altura média da viga em milímetros.

O crescimento da resistência à flexão com o tempo foi estudada por SEABROOK (1977), que obteve a expressão:

$$F.S. = 0.74.\sigma_c^{0.82} \quad (3.6)$$

onde:

- $F.S.$ - resistência à flexão em libras por polegada quadrada.
- σ_c - resistência à compressão simples na mesma unidade.

Esta expressão relaciona a resistência à flexão com a resistência à compressão num determinado tempo. O motivo disso se deve à grande dificuldade de execução de ensaios de flexão em campo, pois necessitam de equipamentos sofisticados e que geralmente não são encontrados nestes locais.

3.3.3 - Efeitos de Aditivos e Carregamentos a Pequenas Idades

Os resultados de testes apontados por MOUSA (1993) apud CHANG (1994), mostraram que há uma redução na resistência final à compressão de corpos de prova de concreto que foram submetidos a carregamentos em pequenas idades. Este fato gera a necessidade de se realizar um controle de qualidade do revestimento, baseado no ensaio de testemunhos retirados do concreto com idades mais avançadas como correção dos parâmetros de projeto.

As características do concreto projetado são sensivelmente afetadas pela utilização de aditivos. Altas resistências a pequenas idades podem ser atingidas pelo uso de aceleradores e seus efeitos variam de acordo com a composição destes, a quantidade adicionada na mistura e o cimento empregado. No caso do concreto reforçado por fibras metálicas não é recomendável a utilização de aceleradores, segundo MORGAN (1981) as substâncias que constituem estes aceleradores propiciam a oxidação desse tipo de fibra.

Podem ser utilizados vários tipos de fibras como metálicas, plásticas, de vidro e naturais com vários tamanhos e formatos. Contudo, atualmente, as fibras metálicas são as mais utilizadas no mundo inteiro, refletindo a grande vantagem de se reduzir o tempo de instalação do suporte quando comparadas à pesada e lenta instalação da malha de barras de aço. Algumas propriedades mecânicas são melhoradas com o seu uso, como por exemplo o comportamento pós-ruptura, pela absorção de energia nesta fase, dando ao material uma feição mais dúctil. Este fato tem o significado prático de prevenção contra rupturas repentinas do revestimento, proporcionando condições de reparo num certo período de tempo, o que evita grandes perdas econômicas e até de vidas humanas.

A substituição de 10 a 15% em massa por sílica ativa pode resultar em melhorias para as propriedades do concreto, que podem ser enumeradas como o aumento na adesão, coesão e na espessura do concreto sobre a superfície, e a redução da taxa de reflexão (razão entre o volume de concreto não aderido à superfície e o volume total lançado). Contudo, a experiência sueca mostra que adição de sílica ativa pode geralmente variar a relação água-cimento de tal forma a aumentar a probabilidade de microfissuramento da matriz (CHANG, 1994).

A adição de polímeros foi utilizada por algum tempo como uma maneira de se melhorar a qualidade do concreto quando aplicado em camadas delgadas, e suas principais vantagens são: o aumento da retenção de água e conseqüente aumento da trabalhabilidade, maior densidade, alta resistência de ancoragem, menor retração e maior resistência à substâncias químicas agressivas. Em adição a estas qualidades, uma das características mais importantes do concreto com polímeros é a redução do módulo de elasticidade, logo a capacidade de absorção de esforços. Como foi citado anteriormente, esta é uma característica desejável quando o concreto está jovem, ou quando este é aplicado em túneis que passam por solos moles.

Além dos trabalhos citados acima, GOLSER *et al.* (1995) relatam sobre um extenso programa experimental que se encontra em andamento na Universidade de Leoben. Esta grande bateria de ensaios foi realizada através da retirada de testemunhos do suporte de 4 túneis em fase de construção na Áustria. Todos esses ensaios buscam a definição e calibração de modelos reológicos que comandam o comportamento do concreto projetado jovem para diferentes misturas, considerando variáveis como o seu histórico de carregamentos e de deformações a pequenas idades.

CAPÍTULO 4

MÉTODOS DE ANÁLISE NUMÉRICA

Como foi mostrado no capítulo anterior, a região localizada nas vizinhanças da frente de escavação apresenta estados de tensões e deformações com feições estritamente tridimensionais, e a única maneira de se representar bem a realidade dos fenômenos de transferência de carga do maciço para o suporte seria lançar mão de análises numéricas, também, tridimensionais. No entanto, as análises deste tipo ainda não são tão comuns no cotidiano da engenharia, dada a quantidade de tempo e recursos gastos em sua realização. Análises deste tipo são justificáveis somente em casos especiais de grandes obras, como é o caso do projeto de estações subterrâneas.

Para contornar esse problema, uma opção seria utilizar outros tipos de análises menos dispendiosas, mas em contrapartida menos completas. Neste capítulo, são abordados alguns métodos de análise numérica alternativos, que têm a intenção de substituir aquelas análises tridimensionais.

4.1 – Análises Bidimensionais

Este tipo de análise pode ser resumido como uma aproximação à situação tridimensional efetuada por uma seqüência de análises bidimensionais das seções transversais de maior interesse no processo de construção de um túnel. Os trabalhos de PAN (1988) e LEE (1990) mostraram que as simulações bidimensionais do estado plano de deformações conduzem a boas aproximações dos deslocamentos finais de

modelos tridimensionais de túneis sem suporte, desde que executadas com certos critérios.

Serão discutidas as características gerais dos três métodos mais utilizados de simulação bidimensional dos efeitos de suporte da face para a determinação de tensões e deformações finais do maciço e do revestimento, e também serão discutidas as vantagens e desvantagens associadas a cada um destes métodos.

4.1.1 – Método da Pressão Fictícia Interna

PANET & GUELLEC (1974), e mais tarde PANET (1976), com um maior rigor, sugeriram que o processo de escavação de um túnel poderia ser modelado por três etapas distintas, através da aplicação de uma pressão fictícia interna ao perímetro da escavação. Na primeira etapa, considera-se o maciço como uma abertura não revestida com uma pressão interna igual à tensão *in situ* do terreno. Como etapa posterior, antes de se instalar o suporte, a pressão interna é reduzida por uma fração, α ($0 < \alpha < 1$), que também é conhecida como fator de alívio, e o terreno se movimenta radialmente para dentro do túnel de uma quantidade, u_0 . Como etapa final, logo após ter-se igualado o deslocamento da abertura não revestida, u_0 , ao deslocamento obtido de leituras de instrumentação por exemplo, então o suporte é instalado e a pressão fictícia interna é reduzida a zero.

Esclarecendo-se melhor, para um túnel não revestido o efeito de suporte temporário fornecido pela frente de escavação pode ser simulado através de um modelo bidimensional por uma pressão radial interna fictícia, p_f , atuando na superfície da escavação. Esta pressão é tal que, o deslocamento da superfície interna do modelo bidimensional seja igual ao deslocamento obtido de leituras de campo, ao resultado de um modelo tridimensional, ou até mesmo a valores de deslocamento estimados pela experiência em escavações similares. Este método pode ser melhor entendido pela análise da FIGURA 4.1.

Contudo, deve ser ressaltado que a pressão fictícia no modelo bidimensional somente mantém o mesmo grau de deformação e tensão das paredes do túnel em

situação real, ou em um modelo tridimensional, de modo que as deformações e as tensões que ocorrem dentro do maciço serão um tanto quanto diferentes. Todavia, este tipo de aproximação pode ser tomada como razoável, conveniente e precisa sob o ponto de vista prático de engenharia.

FIGURA 4.1 – Seqüência de passos requeridos pelo método de pressão fictícia.

4.1.2 – Método da Redução de Rigidez do Núcleo

LAABMAYR & SWOBODA (1978), sugeriram uma seqüência de simulações planas em que, inicialmente, o maciço deve ser considerado intacto. Antes da escavação do túnel e colocação do suporte, o módulo de elasticidade da região do núcleo, ou seja, a região interna ao eventual perímetro do túnel é reduzido de uma parcela β e o maciço se move radialmente para dentro da abertura, apresentando um deslocamento, u_0 , no contorno da escavação. Após isto, ativa-se o suporte e simultaneamente escava-se o túnel, reduzindo-se progressivamente o valor do módulo de elasticidade de seu núcleo até zero. As etapas acima descritas podem ser melhor entendidas pela seqüência de etapas mostradas na FIGURA 4.2.

Deve ser destacado que, caso se reduza apenas o valor do módulo de elasticidade do núcleo sem que seja reduzido o seu peso próprio, podem não ocorrer os deslocamentos desejados se o modelo for analisado pelo MEF. Ou seja, ao final de uma fase genérica, o maciço se encontra em equilíbrio e a redução do módulo de elasticidade da região escavada não altera mais as forças nodais atuantes, então se faz necessário reduzir o peso próprio do material do núcleo a ser escavado.

FIGURA 4.2 - Sequência de passos requeridos pelo método de redução de rigidez.

KOCHEN et al. (1985) fazem críticas a este método relacionadas a inexistência de uma metodologia racional para se estimar o fator de redução de rigidez do maciço β . Além do mais, o peso específico do núcleo escavado poderia, em princípio, ser reduzido de uma proporção diferente da adotada para a rigidez do mesmo. Isto implicaria no fato de ter que se ajustar empiricamente e simultaneamente dois parâmetros do modelo, ao invés de um só.

SCHWEIGER & PÖTTLER (1997) indicam que o método de rigidez do núcleo apresenta algumas discrepâncias com valores medidos em campo, quando seqüências de escavação um pouco mais complexas com materiais de comportamento não linear têm que ser simulados.

4.1.3 – Método da Redução de Carregamento

Este método pode ser considerado como um método derivado do método de pressão fictícia pois utiliza-se do mesmo princípio de aplicação de forças nodais para a simulação dos efeitos de suporte da frente de escavação, apesar de que o processo para obtenção dos resultados finais é completamente diferente.

De acordo com PÖTTLER (1990), este método é constituído essencialmente por três fases. Primeiramente, se determina a tensão existente na fronteira entre a região a ser escavada e o maciço para estado de tensões *in situ*. Após esta fase, retira-se o carregamento *in situ* e o material do núcleo, e aplica-se no perímetro da escavação a tensão *in situ* com sentido oposto à original multiplicada por um fator, α , até que se atinja o deslocamento desejado, u_0 . Como última etapa, instala-se o suporte e aplica-se a tensão inicial com sentido contrário, multiplicada agora pelo fator de alívio, $(1-\alpha)$. O resultado final da simulação da escavação com a instalação do suporte é a soma da simulação da primeira fase com a última, como pode ser visto pela FIGURA 4.3. Este processo é discutido com mais ênfase durante a fase de análise dos resultados obtidos pelas simulações, onde é proposta uma expressão para a quantificação destes fatores de alívio.

FIGURA 4.3 - Seqüência de operações requeridas pelo método de redução de carregamento.

SCHWARTZ & EINSTEIN (1980) criticam os métodos que se utilizam do recurso de aplicação de tensões no perímetro da escavação, como é o caso deste e do método de pressão fictícia. Ao se comparar as análises feitas por estes métodos de aplicação de forças nodais, com outras realizadas pelo método de redução de rigidez, eles observaram que todos os métodos são equivalentes quando o coeficiente de empuxo lateral é igual à unidade e o túnel é profundo o suficiente para que se despreze a variação de tensões com a altura da abertura. No entanto, em situações diferentes (túneis rasos ou $K_0 \neq 1$), os modelos que se utilizam da aplicação de forças nodais perdem um pouco de sua funcionalidade dada a dificuldade em se determinar a distribuição destas forças no perímetro da escavação, que neste instante não são mais uniformes como no caso de túneis profundos com campo de tensões hidrostático.

Segundo TRIGO (1990), para que este método de redução de carregamento possa ser utilizado em análises pelo MEF, devem ser respeitadas as seguintes etapas:

- 1ª - Determinação das forças nodais exercidas pela massa a ser escavada na superfície que a separa do resto do maciço.
- 2ª - Eliminação dos elementos escavados.
- 3ª - Aplicação, na superfície delimitadora da escavação, de forças nodais simétricas das calculadas na 1ª fase multiplicadas por um fator de alívio.
- 4ª - A adição dos valores dos deslocamentos, deformações e tensões, existentes antes da escavação, aos respectivos incrementos ocorridos na fase atual.

Na literatura, as etapas do procedimento acima citado foram sempre utilizadas por vários pesquisadores da mesma maneira, exceto por algumas diferenças de considerações ao se executar a primeira e a segunda etapa. Para o tipo de elemento mais utilizado nas primeiras aplicações do método dos elementos finitos, no caso o elemento triangular de três nós, a distribuição de tensões no seu interior era constante. As tensões na sua fronteira e, por consequência, as forças

nodais equivalentes não eram determinadas diretamente. Assim, estas forças nodais na fronteira da escavação tinham que ser obtidas através das tensões conhecidas no interior dos elementos, recorrendo a uma média ponderada pelas áreas dos elementos envolvidos. Portanto, resultava em uma forma não muito rigorosa de quantificação das forças nodais equivalentes na fronteira de escavação.

Foi proposta por CHANDRASEKARAN & KING (1974) uma nova maneira de cálculo das forças nodais equivalentes, algo diferente das formas, até então, apresentadas. Neste processo, são determinadas as forças nodais equivalentes ao estado de tensão em repouso. Estas forças são atualizadas após cada fase de escavação, sendo os respectivos incrementos avaliados a partir do produto das matrizes de rigidez dos elementos que se localizam na fronteira de escavação em questão, pelos deslocamentos incrementais ocorridos na fase de escavação anterior.

CELESTINO *et al.* (1974) propuseram um método rigoroso para o cálculo destas forças, que consiste no cálculo das forças nodais equivalentes, exercidas por um elemento a ser escavado nos outros elementos adjacentes, pela expressão:

$$\{f\} = \int_v [B]^T \{\sigma\} dv \quad (4.2)$$

onde $\{f\}$ designa o vetor das forças nodais equivalentes do elemento, $[B]$ a matriz do elemento que relaciona as deformações e os deslocamentos e $\{\sigma\}$ um vetor com as tensões iniciais do elemento. Os valores de $\{\sigma\}$ e de $[B]$ são relativos aos pontos de integração de Gauss.

Analisando toda a fronteira da escavação, resulta na equação:

$$\{F\} = \sum_{m=1}^M \int_v [B]^T \{\sigma\} dv \quad (4.3)$$

na qual $\{F\}$ representa o vetor das forças nodais exercidas pelos elementos a serem escavados nos nós pertencentes à fronteira da escavação, e M é o número de elementos escavados que têm fronteira comum com os elementos não escavados.

No caso da segunda etapa, pelo que foi encontrado na literatura, pode-se dizer que existem duas maneiras básicas de executá-la. Em alguns métodos de análise,

para se simular a escavação do maciço, é reduzida a rigidez dos elementos escavados até valores muito baixos, próximos de zero. Enquanto que, em outras análises, por uma questão de otimização do tempo e do espaço de memória utilizados, estes elementos são simplesmente eliminados da análise, através da retirada de suas linhas e colunas da matriz de rigidez global.

Ao se considerar o MDF, não existe uma metodologia consolidada igual à mostrada anteriormente para o MEF. Talvez, uma das explicações para isto se deve ao fato que em diferenças finitas a região é discretizada por uma nuvem de pontos, dos quais já se tem informações sobre as forças resultantes para cada um destes pontos.

4.1.4 – Críticas gerais aos métodos bidimensionais

A escolha de qual método bidimensional utilizar, dentre os métodos citados anteriormente, é sempre uma questão de preferência profissional ou dependente das capacidades do software empregado. Todos os métodos bidimensionais possuem grandes problemas associados às suas simplificações implícitas. Como exemplos podem ser citados:

1º - É necessário que se antecipem os fatores de alívio, os quais podem ser conhecidos *a priori* se alguma experiência para um dado método de construção numa condição específica e equivalente de maciço estiver à disposição. Estes fatores de alívio poderiam ser determinados através de medidas de campo, mas estas estão disponíveis apenas para ajustes dos modelos numéricos durante a construção e não na fase de projeto.

2º - Segundo SCHWEIGER & PÖTTLER (1997), estes métodos são válidos somente para modelagem de túneis envolvendo apenas poucos passos de escavação numa seção transversal. Para seqüências mais complexas, comumente encontradas na construção de estações subterrâneas, estes conceitos

podem não ser aplicáveis com o mesmo grau de confiança e assim os resultados podem ser fortemente dependentes do método utilizado.

3º - ECKSCHMIDT & CELESTINO (1982) ressaltam que, devido à presença de tensões cisalhantes atuantes no plano da seção transversal levarem a tensões desviatórias reais maiores que as obtidas em uma análise plana (em que se despreza tais tensões pela simples consideração de ser aquele um plano principal), o material pode se plastificar antes e deformar-se mais do que é mostrado nesse tipo análise. Na tentativa de contornar este tipo de problema, NEGRO (1988) propôs um método que tem como artifício a diminuição do módulo de elasticidade do material do maciço na fase final da simulação, tentando reproduzir a plastificação com encruamento positivo deste material.

É de suma importância, quando são realizadas simulações bidimensionais de escavações subterrâneas, que todas as críticas mencionadas neste capítulo estejam em mente e, além disso, ressalta-se que estes métodos são apenas uma parte das precauções que devem ser tomadas ao se simular um túnel. Segundo KULHAWY (1974) existem mais fatores que influenciam muito na avaliação do comportamento de um túnel, estes são divididos em: tensão inicial, simulação da escavação (métodos descritos anteriormente), discretização do domínio, localização dos limites, condições de contorno e modelos constitutivos adotados. Os demais fatores citados acima não serão discutidos neste trabalho.

4.2 – Análises Axissimétricas

A existência de simetria de revolução em relação a um determinado eixo permite simplificar o estudo de problemas tridimensionais, através de métodos análise numérica, utilizando malhas planas. A condição de axissimetria da estrutura obriga que o modelo tenha infinitos planos de simetria que passem pelo eixo do túnel

(eixo de axissimetria) e implica que suas características e carregamentos não variem com o ângulo θ , ou seja, na direção tangencial.

As simplificações introduzidas permitem não só uma diminuição das dimensões do problema a resolver mas também uma maior facilidade na preparação dos dados e na interpretação dos resultados. Na verdade, os dados fornecidos são semelhantes aos fornecidos para análises planas, e a avaliação dos resultados é feita com muita facilidade para planos longitudinais que passam pelo eixo do túnel. Contudo, estas simplificações implicam em algumas restrições como:

- A seção do túnel a ser analisado é circular.
- O coeficiente de empuxo lateral, K_0 , é igual a unidade.
- O túnel é suficientemente profundo, ou seja, os efeitos da superfície do terreno são desprezados e a variação da tensão *in situ* com as dimensões verticais da abertura é negligenciada.
- Qualquer heterogeneidade do maciço é simétrica em relação ao eixo do túnel.

A complexidade do problema pode ser reduzida ainda mais se o maciço puder ser considerado linearmente elástico. Deve-se ressaltar que estas hipóteses simplificam mas não eliminam a não linearidade das análises, o avanço incremental do túnel, ou seja, as mudanças de geometria do problema, são formas de não linearidade geométrica inerentes ao problema. Assumindo o maciço com comportamento linearmente elástico facilita a determinação numérica do problema além de ajudar muito na interpretação dos resultados.

A hipótese de simetria axial elimina qualquer possibilidade de se estudar os momentos fletores atuantes no suporte, pois estes somente se desenvolvem quando a geometria da seção transversal não é circular, ou quando $K_0 \neq 1$. Contudo, esta limitação não é tão séria, pois estes momentos fletores são bem pequenos para a maioria dos sistemas de suporte usualmente utilizados. Segundo SCHWARTZ & EINSTEIN (1980), estes momentos são realmente significativos apenas em suportes muito rígidos.

Para definir o estado de tensões e de deformações do meio contínuo, em condições de axissimetria adota-se elemento de volume definido num sistema de coordenadas cilíndricas (r , θ e z) com tensões normais e tangenciais segundo essas três direções, pode ser observado na FIGURA 4.4.

FIGURA 4.4 – Elemento axissimétrico infinitesimal.

As seis componentes de tensão definem o tensor simétrico de segunda ordem:

$$\begin{bmatrix} \sigma_r & \tau_{r\theta} & \tau_{rz} \\ \tau_{r\theta} & \sigma_\theta & \tau_{\theta z} \\ \tau_{rz} & \tau_{\theta z} & \sigma_z \end{bmatrix} \quad (4.4)$$

O equilíbrio de forças neste elemento, sem que sejam consideradas as suas forças de massa, resulta nas equações diferenciais:

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\partial \tau_{r\theta}}{r \cdot \partial \theta} + \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial z} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (4.5)$$

$$\frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_\theta}{r \cdot \partial \theta} + \frac{\partial \tau_{\theta z}}{\partial z} + \frac{2 \cdot \tau_{r\theta}}{r} = 0 \quad (4.6)$$

$$\frac{\partial \tau_{rz}}{\partial r} + \frac{\partial \tau_{\theta z}}{r \cdot \partial \theta} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\tau_{rz}}{r} = 0 \quad (4.7)$$

O motivo da ausência de forças de massa em simulações do avanço da frente de escavação de túneis profundos através de modelos axissimétricos, se deve exclusivamente ao fato de que a consideração da gravidade nestas simulações geraria uma situação irreal de carregamento no modelo.

Para um elemento de volume localizado no contorno do problema, solicitado por forças distribuídas na superfície do contorno (p_r, p_θ, p_z) , em que o vetor normal ao contorno é representado por seus cossenos diretores (n_r, n_θ, n_z) , as equações de equilíbrio se escrevem:

$$\sigma_r \cdot n_r + \tau_{r\theta} \cdot n_\theta + \tau_{rz} \cdot n_z = p_r \quad (4.8)$$

$$\tau_{r\theta} \cdot n_r + \sigma_\theta \cdot n_\theta + \tau_{\theta z} \cdot n_z = p_\theta \quad (4.9)$$

$$\tau_{rz} \cdot n_r + \tau_{\theta z} \cdot n_\theta + \sigma_z \cdot n_z = p_z \quad (4.10)$$

Considerando-se a hipótese de que as deformações são muito pequenas, estas deformações podem ser relacionadas com os deslocamentos como:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_r \\ \varepsilon_z \\ \varepsilon_\theta \\ \gamma_{rz} \\ \gamma_{\theta z} \\ \gamma_{r\theta} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial u_r}{\partial r} \\ \frac{\partial u_z}{\partial z} \\ \frac{\partial u_\theta}{r \cdot \partial \theta} + \frac{u_r}{r} \\ \frac{\partial u_z}{\partial r} + \frac{\partial u_r}{\partial z} \\ \frac{\partial u_\theta}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{r \cdot \partial \theta} \\ \frac{\partial u_r}{r \cdot \partial \theta} + \frac{\partial u_\theta}{\partial r} + \frac{u_\theta}{r} \end{bmatrix} \quad (4.11)$$

As relações entre tensões e deformações para materiais com comportamento elástico são da forma $\{\sigma\} = [D].\{\varepsilon\}$. Se o material for isotrópico e tiver infinitos planos de simetria que passem pelo eixo de axissimetria (planos 0rz), a matriz $[D]$ é simétrica e definida por 3 constantes, como pode ser expresso:

$$\begin{bmatrix} \sigma_r \\ \sigma_\theta \\ \sigma_z \\ \tau_{rz} \end{bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & (1-2\nu)/2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_r \\ \varepsilon_\theta \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{rz} \end{bmatrix} \quad (4.12)$$

Para se contornar a impossibilidade inerente ao problema de se tratar estruturas axissimétricas mas com carregamentos não necessariamente axissimétricos, WILSON (1965) propõe um método em que os três graus de liberdade existentes em cada nó de um elemento finito e seus carregamentos são representados por séries de Fourier com funções harmônicas circulares. As análises finais são constituídas por uma somatória de uma certa quantidade de análises bidimensionais, consequência das propriedades de ortogonalidade que são encontradas nessas funções trigonométricas.

Segundo LOPES (1991), o problema encontrado neste tipo de análise repousa na quantidade de análises necessárias para se determinar cada resultado final do somatório com um grau de precisão satisfatório. Este fato é de grande importância, pois pode acarretar um aumento excessivo do tempo de processamento, podendo até mesmo superar o tempo gasto por uma análise tridimensional completa. Além disso, o problema não se resume apenas em uma questão de tempo de processamento, mas também na disponibilidade de software para executar este tipo de tarefa.

CAPÍTULO 5

MÉTODOS DE ANÁLISE DA INTERAÇÃO

Neste capítulo, como finalização da fase de revisão bibliográfica, são expostos com mais detalhes alguns métodos de análise da interação entre o maciço e o suporte de túneis. Inicialmente, alguns conceitos do Método das Curvas Características são introduzidos, pois o conhecimento deste, que é um dos mais simples e antigos métodos de análise da interação, auxiliará na descrição de alguns fenômenos e na explicação de outros métodos expostos a posteriori.

Em segundo lugar, o Método de Análise Simplificado da Interação Maciço – Suporte, proposto por SCHWARTZ & EINSTEIN (1980) é exposto com mais ênfase, apesar do método considerar somente suportes com propriedades constantes ao longo do tempo. O motivo do alto grau de detalhamento utilizado nesta descrição se deve ao fato de que este método, mais adiante, servirá como base para o desenvolvimento de outros métodos que consideram o comportamento dependente do tempo para o suporte e, inclusive, do método proposto nessa dissertação.

Após a descrição destes métodos de análises, considerados básicos, outros métodos mais elaborados como o de PÖTTLER (1990), CELESTINO (1992) e CHANG (1994), que consideram o comportamento dependente do tempo para as propriedades do suporte e, eventualmente, para as do maciço, são abordados.

5.1 – Método das Curvas Características

As curvas características vêm sendo utilizadas há muito tempo como ferramenta auxiliar no desenvolvimento de projetos de túneis. Nesta seção, será feita

uma breve revisão de seus conceitos básicos, a fim de que daqui para frente sejam utilizados como uma maneira de melhor se descrever a interação maciço-estrutura de um túnel revestido de maneira geral.

FIGURA 5.1 – Aspectos gerais de curvas características.

Como pode ser visto na FIGURA 5.1, curvas características são simplesmente relações entre pressão, P , e deslocamento radial do maciço e do suporte, u . A curva característica do maciço é construída, primeiramente, por assumir que existe um maciço não perturbado por um túnel escavado sem suporte. Este possui inicialmente uma pressão interna, P_i , atuante em suas paredes com intensidade igual, mas de sentido contrário, às pressões existentes no maciço antes de sua escavação. A partir deste momento, a pressão P_i é reduzida de forma que ocorre o aparecimento dos deslocamentos radiais u , e a curva descrita por esta variação de P versus u , nada mais é do que a curva característica do maciço.

Analogamente, a curva característica do suporte é baseada nos deslocamentos que se desenvolvem à mesma proporção que a pressão externa ao suporte é gradualmente acrescida por influência do maciço. O ponto no qual as curvas do maciço e do suporte se cruzam é chamado de ponto de equilíbrio da interação, P_s será o carregamento final atuante no suporte e u_s será o seu deslocamento radial final.

Partindo-se da base da técnica convencionada, de que curva característica é uma relação entre pressão no entorno de uma abertura e deslocamento radial desse, deve ser notado que as inclinações das curvas serão basicamente funções das rigidezes do maciço e do suporte. Sendo assim, o ponto de equilíbrio da interação é fortemente influenciado por uma relação entre as rigidezes em jogo, como pode ser visto na FIGURA 5.2.

FIGURA 5.2 – Curvas características de suportes com diferentes rigidezes.

Muitos dos principais fenômenos, que ocorrem durante o processo de escavação de um túnel, podem ser facilmente entendidos pela construção de curvas características e pela análise de seus pontos de origem e equilíbrio. Dentre outros, se destaca o efeito de suporte temporário da frente de escavação nas suas vizinhanças, o qual insere assim características tridimensionais ao problema. Este efeito diminui à medida que a face se distancia da seção analisada e, conseqüentemente, o maciço se deformará mais e induzirá um carregamento externo ao suporte, completando a interação maciço-suporte.

A redução da pressão interna, P_i , nada mais é do que a consideração deste efeito, mas de forma bidimensional. De forma semelhante, o atraso do suporte à face se indica pelo translado da curva característica do suporte de um valor u_0 , composto por uma parcela devida aos deslocamentos radiais ocorridos antes de a frente de

escavação passar pela seção de análise, e por uma outra atribuída aos deslocamentos radiais ocasionados pelo atraso na instalação do suporte (FIGURA 5.3).

FIGURA 5.3 – Esquemática dos efeitos de suporte da face e do atraso do suporte.

Outro efeito que pode ser observado, é a influência direta dos processos de escavação e execução do suporte nos pontos de equilíbrio da interação maciço-suporte. Através da FIGURA 5.4, essas influências podem ser compreendidas e algumas nuances entre se adotar um suporte com características independentes ou dependentes do tempo podem ser melhor ilustradas.

A curva característica para um suporte pré-moldado é uma reta partindo de u_0 e interceptando a curva do maciço no ponto A. Se considerarmos um comportamento dependente do tempo para o suporte, veremos que o início da curva característica para um suporte de concreto projetado é a mesma do anterior (conservadas as características geométrica do maciço e do suporte), mas a curva não é reta e intercepta a curva do maciço em B. O motivo pelo qual não se encontra mais uma reta como curva característica para o suporte, reside no fato de que o concreto não possui mais uma rigidez constante ao longo do eixo do túnel, mas sim crescente de uma seção que se localiza próxima à face até outra distante.

Na mesma figura, podem também ser observadas as diferenças entre distintas seqüências de escavação. Nos casos anteriores, foram escavados pequenos lances que

logo foram revestidos. Contrariamente, o processo de escavação que consiste na remoção ou desagregação brusca de uma grande quantidade de material do maciço, simulando a ação de se escavar um grande lance sem revesti-lo, foi gerador do ponto de equilíbrio em C. O ponto C implica na desagregação do maciço.

FIGURA 5.4 – Comparação gráfica entre diferentes características de dependência do tempo para o suporte e seqüências de escavação do maciço.

5.2 – Método Proposto por SCHWARTZ & EINSTEIN (1980)

O método simplificado de análise, desenvolvido por SCHWARTZ & EINSTEIN (1980), atribui explicitamente aos efeitos de três variáveis como sendo os principais responsáveis pelos esforços solicitantes encontrados em um suporte pela escavação de um túnel. São elas: a rigidez do suporte em relação ao maciço, a distância entre o último lance revestido e a face (atraso na instalação do suporte) e a plastificação do maciço ao redor da abertura.

Apesar de abranger qualquer combinação de maciço e de suporte, de levar em conta aspectos tridimensionais da escavação e o comportamento físico não-linear do maciço, este método impõe algumas hipóteses simplificadoras, geradas pela ausência

de técnicas de análises mais refinadas. Abaixo, essas hipóteses são enumeradas juntamente com algumas restrições de utilização:

- O túnel é singelo e de seção circular.
- Ele é profundo o bastante para que a influência da superfície em seu comportamento seja insignificante, e para que as variações nas tensões do maciço ao longo da altura do túnel sejam desprezíveis, comparadas com a magnitude total de tensões. Geralmente, uma profundidade de 2 diâmetros é suficiente para atender a esses requisitos.
- O maciço é tratado como um meio contínuo, homogêneo e isotrópico. Na prática, essa limitação inclui em seu conjunto de análise os maciços em solo, os maciços rochosos muito fraturados e os maciços rochosos sem fraturas. Contudo, exclui totalmente a possibilidade de utilizá-lo em túneis escavados em camadas saprolíticas, ou em maciços nos quais as descontinuidades têm influência marcante em seu comportamento estrutural. Seja a de promover o escorregamento de grandes blocos, ou no caso de zonas de cisalhamento e falhas que acabam por gerar heterogeneidades e anisotropias no maciço.
- Nem o suporte, nem o maciço exibem qualquer comportamento de dependência do tempo nas análises.
- A resistência do maciço é aproximadamente simulada utilizando-se o regime elasto-plástico perfeito, mas pode ser facilmente adaptada a qualquer tipo de critério de plastificação ou ruptura.
- O suporte é considerado elástico linear.
- O suporte possui o seu “invert” completo (anel completamente fechado).
- O túnel é escavado a seção plena (sem parcializações), e sem o auxílio de ar comprimido como medida de estabilização do teto e da frente de escavação.
- Qualquer efeito de pressão de água nas cargas atuantes do suporte deverão ser tratadas de maneira separada.

Segundo SCHWARTZ & EINSTEIN (1980), em sua forma presente, o método não é indicado para tratar situações em que há a necessidade da utilização de tirantes e chumbadores, cambotas metálicas sem arco invertido e túneis múltiplos.

Este também não pode ser utilizado para analisar o acréscimo no carregamento de suportes com o tempo para túneis em maciços que possuam pronunciadas características de fluência.

Como já dito antes, o propósito dessas hipóteses limitantes é reduzir o problema complexo, de se avançar com a escavação de um túnel, a seus elementos essenciais, para que ele se torne passível de tratamento pelos métodos de análise disponíveis.

Das três principais variáveis citadas anteriormente, se formam três passos fundamentais para estruturação do método. Será feito um pequeno resumo de cada um destes passos, indicando os seus parâmetros de entrada, discutindo sua aplicabilidade geral e suas limitações específicas.

5.2.1 – 1º Passo: Rigidez Relativa

Os efeitos da rigidez relativa maciço-suporte no carregamento final, são incorporados no método simplificado através de soluções analíticas fechadas. As soluções desenvolvidas assumem as condições do estado plano de deformações, de comportamento elástico linear do maciço e do suporte, assim como as convenções ilustradas na FIGURA 5.5.

FIGURA 5.5 – Convenção de sinais positivos utilizada para carregamentos e esforços solicitantes na dedução das soluções fechadas de rigidez relativa.

As soluções fechadas de rigidez relativa consideram explicitamente os efeitos da rigidez do suporte comparada à do maciço, e o estado de tensões iniciais do maciço (consideração do coeficiente de empuxo lateral, K_0) na determinação de deslocamentos radiais e esforços solicitantes do suporte como: esforços de compressão e momentos fletores; em todos os pontos da abertura. Mas não consideram os efeitos de atraso e plastificação, que são assuntos para as próximas seções. Os esforços calculados por estas soluções podem ser pensados como *esforços básicos* para o desenvolvimento do método.

Os parâmetros de entrada requeridos para esta fase são:

- E, ν - Módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson do maciço.
- E_s, ν_s - Módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson do suporte.
- A_s - Área da seção transversal do suporte por unidade de comprimento longitudinal do túnel.
- I_s - Momento de inércia da área acima referida em relação a seu eixo central principal de inércia.
- R - Raio da escavação.
- K_0 - Coeficiente de empuxo lateral do maciço.

Com exceção de K_0 , todos os demais parâmetros são utilizados na confecção de coeficientes adimensionais de rigidez da escavação. O coeficiente adimensional de compressibilidade, C^* , no qual se estabelece uma medida da rigidez relativa à compressão do suporte em relação ao maciço, é definido como:

$$C^* = \frac{E.R.(1-\nu_s^2)}{E_s.A_s.(1-\nu^2)} \quad (5.1)$$

O coeficiente de flexibilidade, F^* , no qual se estabelece uma medida da rigidez relativa à flexão do suporte e do maciço, é definido como:

$$F^* = \frac{E.R^3.(1-\nu_s^2)}{E_s.I_s.(1-\nu^2)} \quad (5.2)$$

Pela análise dos coeficientes acima, fica clara a relação de C^* com os esforços solicitantes de compressão do suporte, e a relação de F^* com os momentos fletores. Se diminuirmos os valores de C^* e F^* resultariam suportes mais rígidos, comparados aos maciços analisados, assim sendo, esses suportes absorveriam mais carregamentos oriundos do maciço que outros com coeficientes maiores.

Na dedução das expressões, que são soluções analíticas para os esforços solicitantes de compressão, T , e de flexão do suporte, M , são consideradas duas condições limites de transferência de tensões cisalhantes na interface maciço-suporte. A primeira delas permite o deslizamento total do suporte relativo ao maciço, ou seja, não há transferência de tensões cisalhantes. As expressões resultantes da adoção dessa consideração, são.

$$\frac{T}{P.R} = \frac{1}{2} \cdot (1 + K) \cdot (1 - a_0^*) + \frac{1}{2} \cdot (1 - K) \cdot (1 - 2a_2^*) \cdot \cos 2\theta \quad (5.3)$$

$$\frac{M}{P.R^2} = \frac{1}{2} \cdot (1 - K) \cdot (1 - 2a_2^*) \cdot \cos 2\theta \quad (5.4)$$

com:

$$a_0^* = \frac{C^* \cdot F^* \cdot (1 - \nu)}{C^* + F^* + C^* \cdot F^* \cdot (1 - \nu)} \quad (5.5)$$

$$a_2^* = \frac{(6 + F^*) \cdot (1 - \nu)}{2F^* \cdot (1 - \nu) + 6 \cdot (5 - 6\nu)} \quad (5.6)$$

As equações obtidas através da consideração da condição de deslizamento relativo impedido, ou de transferência total de esforços cisalhantes na interface entre o maciço e o suporte, são.

$$\frac{T}{P.R} = \frac{1}{2} \cdot (1 + K) \cdot (1 - a_0^*) + \frac{1}{2} \cdot (1 - K) \cdot (1 + 2a_2^*) \cdot \cos 2\theta \quad (5.7)$$

$$\frac{M}{P.R^2} = \frac{1}{4} \cdot (1 - K) \cdot (1 - 2a_2^* + 2b_2^*) \cdot \cos 2\theta \quad (5.8)$$

com:

$$a_0^* = \frac{C^* \cdot F^* \cdot (1 - \nu)}{C^* + F^* + C^* \cdot F^* \cdot (1 - \nu)} \quad (5.9)$$

$$\underline{b} = \frac{C^* \cdot (6 + F^*) \cdot (1 - \nu) + 2\nu F^*}{3F^* + 3C^* + 2C^* \cdot F^* \cdot (1 - \nu)} \quad (5.10)$$

$$b_2^* = \frac{C^* \cdot (1 - \nu)}{2\{C^* \cdot (1 - \nu) + 4\nu - 6\underline{b} - 3\underline{b}C^* \cdot (1 - \nu)\}} \quad (5.11)$$

$$a_2^* = \underline{b} \cdot b_2^* \quad (5.12)$$

A partir de análises paramétricas executadas com as expressões acima, SCHWARTZ & EINSTEIN (1980) chegaram a algumas conclusões gerais acerca da sensibilidade dos esforços solicitantes à variações nos parâmetros de entrada.

- $T/P.R$ é fortemente dependente de C^* somente dentro do intervalo de $0.05 < C^* < 50$, e é relativamente insensível a variações de F^* (para valores práticos de F^*).
- $M/P.R^2$ é próximo de zero para $F^* > 100$, e é insensível a variações de C^* .
- $T/P.R$ e $M/P.R^2$ são ambos insensíveis a variações de ν para o maciço.
- $T/P.R$ e $M/P.R^2$ variam linearmente com K_0 .
- Baseado em considerações teóricas de equilíbrio limite, a maioria das situações reais analisadas pelo método são satisfeitas pela consideração de não se transferir tensões cisalhantes pela interface. Mesmo nos casos onde a total transferência de cisalhamento é encontrada, as diferenças entre os esforços calculados por ambas as formas são pequenas.

5.2.2 – 2º Passo: Atraso na Instalação do Suporte

Algumas das hipóteses básicas das soluções de rigidez relativa, apresentadas na seção anterior, admitem que o maciço e suporte são ambos tratados no estado plano de deformação, e que o suporte é instalado simultaneamente à retirada do material. Nenhuma das duas hipóteses reflete de forma precisa a complicada interação entre o maciço e o suporte nas vizinhanças da frente de escavação. Como consequência direta desses fatos, numa análise, os esforços solicitantes serão superestimados pelas expressões anteriores, para uma dada condição de escavação.

Na FIGURA 5.6, podem ser vistas algumas mudanças no campo de tensões no plano longitudinal, geradas pelos avanços sucessivos da face de um túnel em uma sequência real de escavação.

FIGURA 5.6 – Carregamentos longitudinais gerados pelo avanço de uma escavação.

A remoção de material, necessária ao avanço da frente de escavação, causa mudanças no estado de tensões do maciço, promovendo uma redistribuição de carregamentos no maciço e no suporte, chamada de arqueamento longitudinal e transversal. A maior parte desta carga redistribuída é transferida para o suporte, mas uma parcela significativa é destinada a uma região adiante da frente de escavação.

Em termos de deslocamentos, estes arqueamentos induzem o maciço a se deformar, como reflexo da ação de suportar uma parcela de carga maior. Ao redor da abertura, para as porções do maciço que se localizam atrás da face, os movimentos são predominantemente na direção radial, caracterizando um estado plano de deformações. Nas regiões vizinhas à face, os movimentos têm componentes nas direções radial e longitudinal, atribuindo-lhe feições tridimensionais. Esta região de transição tridimensional se localiza de 1 a 2 diâmetros de túnel à frente e atrás da frente de escavação.

Os deslocamentos radiais do maciço ocorridos adiante da face, ou seja, bem antes de ser escavado, atingem uma parcela de 20 a 35% dos deslocamentos radiais totais ao redor do túnel, como é mostrado na FIGURA 5.7.

FIGURA 5.7 – Deslocamentos radiais ocorridos anterior e posteriormente a passagem da face.

Além desses deslocamentos radiais ocorridos adiante da face, outros são gerados pelo fato de que o suporte não é construído simultaneamente à retirada de material do último lance escavado, restando assim uma região não revestida de comprimento L_u . A adição de todos os deslocamentos radiais anteriores à instalação do suporte, tem como resultado o valor u_0 . Por analisá-lo, chega-se à conclusão de que o maciço acaba por arcar sozinho com parte do carregamento, anteriormente

destinado ao suporte nas soluções de rigidez relativa, restando ao suporte uma parcela de carga reduzida.

A redução quantitativa dos carregamentos, ocasionada pela distância entre o último lance de suporte instalado e a frente de escavação, foi determinada por análises numéricas e expressões analíticas. Essas análises todas assumiram um comportamento elástico linear para o maciço e suporte.

Para condições em que o estado de tensões inicial é hidrostático ($K_0=1$), foram feitas análises axissimétricas com elementos finitos, de tal forma que fossem simulados os sucessivos avanços de um túnel, para se investigar a influência da tridimensionalidade da face e dos atrasos na instalação do suporte nos esforços e deslocamentos de um túnel.

Para condições de $K_0 \neq 1$, os efeitos tridimensionais da face e de atraso do suporte foram aproximados em soluções planas fechadas, pela redução do módulo de elasticidade do núcleo do túnel, simulando a redução do efeito de suporte da frente de escavação.

Os resultados dessas análises foram essencialmente os mesmos para as duas considerações de estado de tensões iniciais, e em ambos os casos a redução nos esforços do suporte é representada por um fator de atraso, chamado de λ_d , que é matematicamente descrito como:

$$\lambda_d = \frac{T''}{T} \quad (5.13)$$

Onde o termo T , o qual ignora os efeitos do atraso do suporte, representa o esforço básico de compressão do suporte calculado no primeiro passo, e T'' é o esforço de compressão reduzido dos efeitos de atraso do suporte. O fator λ_d é utilizado para se reduzir os esforços calculados no primeiro passo, como pode ser observado pelas expressões abaixo, nas quais cada subscrito se refere ao número do passo a ser calculado no método.

$$T_2 = \lambda_d \cdot T_1 \quad (5.14)$$

$$M_2 = \lambda_d M_1 \quad (5.15)$$

O segundo passo do método simplificado somente considera os efeitos do atraso, é totalmente independente da rigidez relativa e das variáveis de tensões iniciais tratadas no passo anterior. Nesta fase, o primeiro parâmetro de entrada é o comprimento de atraso normalizado L_d/R . O parâmetro L_d se entende como a distância entre a face e o ponto médio do último segmento de suporte executado de comprimento L_s , como indicado na FIGURA 5.8.

Seção longitudinal de um túnel circular (situação posterior à escavação)

FIGURA 5.8 – Indicação dos parâmetros geométricos utilizados nas análises.

A relação entre λ_d e L_d/R foi determinada pela correlação de forma adimensionalizada entre os esforços solicitantes de compressão resultantes das análises axissimétricas em elementos finitos e a distância à frente de escavação. A regressão linear entre as variáveis de atraso e esforços solicitantes gerou a equação:

$$\lambda_d = -0.571 \left(\frac{L_d}{R} \right) + 0.982 \quad (5.16)$$

Levando-se em conta considerações de limites físicos, λ_d varia entre os extremos de 1, que indica o efeito de se escavar e revestir simultaneamente, até zero, que indica um efeito de não se revestir a abertura ou de se ter um grande atraso na instalação do suporte.

5.2.3 – 3º Passo: Plastificação do Maciço

A escavação de um túnel gera um desconfinamento total ou parcial do maciço ao redor da abertura, que por sua vez pode desencadear três estágios básicos de comportamento do material que constitui o terreno escavado.

Primeiramente, ocorre um estágio elástico linear, que parte do estado de tensões iniciais, continuando até que as tensões de cisalhamento atinjam a tensão limite de plastificação do material. Logo após este limite, uma fase plástica toma lugar, permanecendo até que por deformações excessivas, o túnel entre num estágio de colapso total.

Todos esses estágios podem ser melhor interpretados com a ajuda de curvas características, como ilustrado na FIGURA 5.10. A fase elástica é mostrada pela reta que tem origem em $(P = P_i)$, e o final em $(P = P_y)$. A partir desse ponto, a segunda fase começa a vigorar, valendo para o maciço o comportamento plástico, com ou sem variações volumétricas (com e sem dilatância).

Qualitativamente, os acréscimos no carregamento e no deslocamento radial do suporte, causados pela plastificação do maciço ao redor das paredes da escavação e pela consideração das variações volumétricas na plastificação, também podem ser visualizados pelas curvas características da FIGURA 5.9.

FIGURA 5.9 – Curvas características de diferentes comportamentos do maciço.

Contudo, a precisa determinação dos efeitos de plastificação do maciço é algo complexo, pois os efeitos da rigidez relativa do suporte, o seu atraso de instalação e a plasticidade estão todos acoplados. Para o caso em que o estado de tensões iniciais é hidrostático, os efeitos combinados destas variáveis foram analisados utilizando-se de técnicas de simulações axissimétricas em elementos finitos, considerando o maciço como um material elástico perfeitamente plástico, e o suporte como elástico linear. As principais descobertas dessas análises foram:

- Plastificações significativas do maciço podem se desenvolver à frente da face do túnel.
- Para uma dada resistência do maciço, aumentando-se ambos, atraso e flexibilidade do suporte, a plastificação do maciço será aumentada.

Para o caso mais geral, em que $K_0 \neq 1$, os efeitos de plastificação foram aproximadamente analisados utilizando-se de técnicas de simulações planas elasto-plásticas em elementos finitos. Nestas análises, os efeitos de suporte da face e do atraso do suporte foram simulados pelo método de redução de rigidez do núcleo. As conclusões gerais tiradas destes estudos paramétricos corroboram as anteriormente citadas no caso de axissimetria de carregamentos.

Em ambos conjuntos de estudo, um fator de plasticidade, λ_y , foi indicado para representar os efeitos da plastificação do maciço, como demonstra a expressão abaixo:

$$\lambda_y = \frac{P_s^*}{P_s'} = \frac{P_s^*}{\lambda_d P_s} \quad (5.16)$$

O termo P_s' simboliza a pressão de equilíbrio do sistema maciço-suporte no caso elástico, reduzida pelos efeitos do atraso do suporte por λ_d . P_s^* é a pressão de equilíbrio do suporte no caso de plastificação; nela são incluídos os efeitos de atraso e rigidez relativa. O fator λ_y possui um limite físico inferior de 1, correspondente ao comportamento completamente elástico do maciço, mas não possui limite superior.

Dessa forma, o terceiro passo do método simplificado é determinar o fator de plasticidade, que é uma função dos parâmetros de resistência do maciço, muito embora, também, seja indiretamente dependente do atraso e da rigidez relativa do suporte. Os parâmetros de entrada necessários para esse passo são:

- E, ν - Módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson do maciço.
- E_s, ν_s - Módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson do suporte.
- A_s - Área da seção transversal do suporte por unidade de comprimento.
- R - Raio da escavação.
- c - Coesão do maciço.
- ϕ - Ângulo de atrito do maciço.
- λ_d - Fator de atraso na instalação do suporte.

A pressão de equilíbrio do sistema, P_s^* , num maciço elástico perfeitamente plástico, sob condições de $K_0=1$, deve satisfazer equação a seguir:

$$f_g(P) - f_s(P) - f'_d(\lambda_d) = 0 \quad (5.17)$$

Os termos da expressão (5.17) são definidos como:

- $f_g(P)$ – relação funcional entre os deslocamentos radiais e as pressões internas para um maciço, ou seja, a curva característica do maciço.
- $f_s(P)$ – curva característica do suporte.
- $f'_d(\lambda_d)$ – representa o translado da curva característica do suporte, correspondente ao atraso na sua instalação.

Esta equação pode ser representada graficamente pelas curvas características da FIGURA 5.10.

FIGURA 5.10 – Representação gráfica da equação (5.17).

Para se calcular o fator de plastificação, a equação (5.17) deve ser resolvida duas vezes. Na primeira, se considera o maciço com comportamento elástico e se retira $P_{s'}$. Na segunda vez, considera-se plástico e P_s^* é extraído. Determinadas as pressões de equilíbrio, o fator λ_y é calculado como sendo o coeficiente $P_s^*/P_{s'}$.

A determinação de λ_y representa o passo final do método simplificado de análise, e o esforço do suporte, T^* , o qual é proporcional à magnitude da pressão P_s^* , é calculado como sendo:

$$T^* = \lambda_d \cdot \lambda_y \cdot T \quad (5.18)$$

onde:

- T - esforço solicitante básico de compressão no suporte.
- λ_d - fator de atraso.
- λ_y - fator de plastificação.
- T^* - esforço solicitante final de projeto.

Duas críticas que podem ser feitas a este método são relativas à ausência de um certo rigor nas formas de escolha e abrangência das propriedades, e nas análises finais realizadas em sua elaboração. Por hora, estas incongruências não serão comentadas com a profundidade devida, contudo, nos dois capítulos subsequentes, elas serão abordadas com mais detalhes

5.3 – Método Proposto por PÖTTLER (1990)

Este método foi proposto com o objetivo de se simular a escavação de um túnel considerando o comportamento dependente do tempo do suporte de concreto projetado e, desta forma, determinar-se a máxima tensão de compressão atuante no suporte e o fator de segurança deste durante o processo de escavação. O método foi elaborado a partir de análises tridimensionais, que simularam a execução de um túnel em um maciço elástico com sistema de estabilização visco-elástico, de onde foram obtidos alguns parâmetros auxiliares para realização de simulações bidimensionais.

Ao invés de se lançar mão de análises tridimensionais demoradas que consideram o avanço da frente de escavação passo a passo, este método permite a utilização de um modelo numérico bidimensional simples e de uma certa eficácia, onde o comportamento do maciço e do concreto projetado são elásticos lineares. Neste caso, o método de redução de carregamento, descrito no capítulo 4, é utilizado como uma maneira de se considerar os efeitos de transferência de carregamento do maciço para o suporte.

Com o propósito de se levar em conta as propriedades dependentes do tempo do suporte neste modelo bidimensional, um módulo de elasticidade hipotético para concreto projetado foi determinado. Este módulo hipotético é menor do que o seu módulo de elasticidade aos 28 dias, e buscou representar o histórico de enrijecimento do suporte de concreto projetado, o seu comportamento de fluência e o seu histórico de carregamento devido ao avanço da escavação.

Um estudo paramétrico extensivo revelou uma pequena dispersão deste módulo de elasticidade hipotético, mesmo com uma grande variedade de parâmetros

geomecânicos do maciço e tecnológicos do concreto projetado, e pode ser tomado igual a 7000 MPa, quando o módulo de elasticidade ao final de 28 dias é da ordem de 30000 MPa.

Outra constatação de PÖTTLER (1990) é que devido aos processos de relaxação, a tensão no suporte de concreto projetado diminui com o tempo, e esta tensão atinge um valor de aproximadamente 4 MPa aos 14 dias, independentemente das condições de contorno representadas.

PÖTTLER (1990) admite que o método apresenta algumas falhas quando o maciço apresenta um comportamento elasto-plástico muito pronunciado, e quando as seqüências de escavação exigem muitas parcializações. Contudo, o comportamento dependente do tempo do maciço não influenciou muito, tanto no que diz respeito ao módulo de elasticidade hipotético, quanto em relação aos valores finais de tensão no suporte, se este comportamento de dependência do tempo não for muito exagerado nos 14 primeiros dias após a instalação do suporte.

5.4 – Método Proposto por CELESTINO (1992)

Este método foi proposto fomentado pelas constatações feitas por CELESTINO (1991), as quais criticam os métodos usuais de dimensionamento de túneis por considerarem apenas configurações estabilizadas de deformações e tensões, situações que somente ocorrem em seções distantes da face de um túnel. Em verdade, a maioria dos acidentes em obras subterrâneas ocorre exatamente no intervalo não analisado, ou seja, perto da frente de escavação. Como exemplos deste tipo de acidente podem ser citados os acidentes ocorridos no Metrô de São Paulo em 1989 e 1990, relatados por CELESTINO & ROCHA (1992).

Para superar estas simplificações no dimensionamento do suporte de túneis, CELESTINO (1992) apresenta um método de cálculo do tipo convergência-confinamento que leva em conta os comportamentos dependentes do tempo para o maciço e suporte de concreto projetado, assim como, a consideração dos efeitos tridimensionais da frente de escavação.

O comportamento do maciço é representado através do modelo de Burger, descrito no capítulo 2, mas agora expresso pela equação diferencial (5.19).

$$\eta_1 \ddot{\varepsilon} + G_1 \dot{\varepsilon} = \frac{\eta_1}{G_1} \dot{P} + \left(1 + \frac{G_1}{G_2} + \frac{\eta_1}{\eta_2} \right) \dot{P} + \frac{G_1}{\eta_2} P \quad (5.19)$$

onde:

- G_1 - constante da mola da associação de Kelvin.
- G_2 - constante da mola da associação de Maxwell.
- η_1 - constante do amortecedor da associação de Kelvin.
- η_2 - constante do amortecedor da associação de Maxwell.

Os efeitos tridimensionais da frente de escavação, que ocasionam a transferência de carregamento do maciço para uma determinada seção transversal, quando a frente do túnel avança entre as posições x_1 e x_2 , são considerados de acordo com a expressão (5.20).

$$\Delta P_e = \Delta \lambda_d P_i \quad (5.20)$$

onde:

- ΔP_e - variação do carregamento fictício externo.
- P_i - tensão *in situ*.
- $\Delta \lambda_d$ - variação do coeficiente de atraso entre as posições x_1 e x_2 .

O comportamento reológico do concreto projetado novo, foi adotado como sendo o modelo reológico desenvolvido na Universidade de Leoben (SCHUBERT, 1988; GOLSER et al., 1989). A deformação ε_2 num determinado momento t_2 é expressa por:

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_1 + \frac{(\sigma_2 - \sigma_1)}{E_1} + \sigma_2 \Delta c + \Delta \varepsilon_d + \Delta \varepsilon_{SH} \quad (5.21)$$

onde:

- σ_1 e σ_2 - tensão atuante no suporte nos instantes t_1 e t_2 .
- ε_1 - deformação determinada no instante t_1 .

- E_1 - módulo de elasticidade do concreto projetado no instante t_1 .
 ΔC - variação de deformação devido à fluência.
 $\Delta \varepsilon_d$ - variação de deformação devido ao atraso de elasticidade.
 $\Delta \varepsilon_{SH}$ - variação de deformação devido à retração do concreto.

O módulo de elasticidade para um dado tempo, t , expresso em dias de um concreto que, aos 28 dias, possui um módulo de elasticidade igual a E_{28} , é determinado pela expressão proposta pelo CEB – FIP (1978):

$$E_t = E_{28} \sqrt{\frac{t}{4.2 + 0.85t}} \quad (5.22)$$

Os valores de retração em função do tempo em dias são calculados através da expressão proposta pelo ACI em 1978:

$$\varepsilon_{SH} = \varepsilon_{SH\infty} \frac{t}{B+t} \quad (5.23)$$

onde:

$\varepsilon_{SH\infty}$ - valor de retração final.
 B - parâmetro constante.

Durante a fase de escavação, assumindo que isto cause um decréscimo linear de tensões com o tempo, pode ser obtida uma solução fechada pela integração da equação (5.19) em condições de axissimetria. Para a interação com o anel de concreto projetado, um esquema numérico para a integração direta no tempo foi desenvolvido. Na equação (5.19), P assume o valor da expressão (5.24), onde P_c é o carregamento externo no anel de concreto projetado.

$$P = P_e - P_c \quad (5.24)$$

CELESTINO (1992) compara os resultados de seu método com as observações de instrumentação, obtendo um ajuste regular da curva do modelo

numérico com os pontos de instrumentação, após a calibração dos parâmetros elásticos e viscosos do modelo Burger.

Contudo, CELESTINO (1992) reconhece que o mecanismo de transferência de carregamento do maciço para o suporte ainda não representa bem a realidade de escavações suportadas por concreto projetado, pois, como já dito, SCHWARTZ & EINSTEIN (1980) desenvolveram o seu método simplificado para a análise da interação em que o suporte possuía propriedades constantes.

CELESTINO (1992) compara também algumas curvas de esforços de compressão do suporte para diferentes taxas de escavação com curvas de crescimento da resistência a compressão simples do concreto projetado, mostrando possíveis rupturas no suporte de túneis escavados com altas velocidades de avanço. Desta maneira, ressalta-se a grande necessidade em se compatibilizar a velocidade de avanço da face do túnel com as características físicas e geométricas da escavação.

5.5 – Método Proposto por CHANG (1994)

O escopo principal deste método é a determinação do carregamento atuante num segmento de suporte de concreto projetado e seu fator de segurança. Isto é obtido ao se estabelecer uma relação entre a pressão atuante no suporte, p_s , e a pressão fictícia devido ao efeito de suporte da frente de escavação, p_f , através de soluções analíticas da curva característica do maciço com as teorias da elasticidade e elastoplasticidade para problemas que admitam a consideração do estado plano de deformações.

A relação entre estas duas pressões atuantes no suporte é deduzida por CHANG (1994) baseado nas soluções analíticas propostas por STILLE (1983, 1989) para túneis circulares em meios elastoplásticos. O suporte é considerado elástico com rigidez crescente com o tempo.

O método segue quatro passos fundamentais que são descritos sucintamente (sem a formulação analítica) como:

- Assume-se ou determina-se a velocidade de avanço da frente de escavação, $x(t)$.
- Determina-se a pressão fictícia devido ao efeito de suporte da face em função da posição da seção de análise em relação a face do túnel, $p_f(x)$.
- Determina-se os incrementos de pressão no revestimento, Δp_s , e assim a pressão total é obtida pelo acúmulo destes incrementos.
- O fator de segurança do suporte é então determinado pela comparação entre a tensão de compressão do suporte gerada pela pressão atuante, p_s , e a resistência à compressão do concreto projetado, σ_c , a cada lance do processo de escavação.

CAPÍTULO 6

MODELAGEM DO PROBLEMA

Neste capítulo, é dado início à elaboração do método de análise da interação maciço-suporte proposto neste trabalho. Primeiramente, é feita uma divisão de grupos de análise baseado em seqüências de escavações reais que adotam sistemas de suporte com propriedades constantes durante todo o processo de execução do túnel e dependentes do tempo. Cada etapa destas seqüências é descrita com detalhes de modo a facilitar a compreensão da construção do método.

A fim de se considerar os efeitos tridimensionais de transferência de carga, sem apelar para análises 3D demoradas, todas as simulações numéricas do avanço da frente de escavação foram realizadas em modelos axissimétricos discretizados pelo MDF. Desta maneira, numa etapa posterior, são mostradas as formas de tratamento do problema e suas restrições, as combinações entre maciço e suporte analisadas e um sumário de todas as simulações realizadas nesta pesquisa.

6.1–Descrição das Seqüências de Escavação Simuladas

As seqüências de avanço da frente de escavação e de instalação do suporte dos túneis que foram simuladas numericamente, como fase intermediária para a estruturação do método aqui proposto, se dividem em dois grupos básicos. Cada grupo destes representa a análise de um dos parâmetros essenciais da interação maciço-suporte, e sua influência no carregamento final absorvido pelo suporte, seja este pré-moldado, ou de concreto projetado.

GRUPO 1:

O primeiro grupo de análise é composto pelas simulações axissimétricas do avanço da face de um túnel, que possui um suporte constituído por elementos pré-moldados, ou seja, propriedades constantes do início até o final da escavação. Nessas simulações, o único parâmetro modificado foi o comprimento de atraso na instalação do suporte. Como já exposto no capítulo anterior, este comprimento de atraso, L_d , é definido como a distância longitudinal entre a face e o ponto médio do último segmento pré-moldado instalado, como pode ser lembrado na FIGURA 6.1. Repete-se aqui, como um dos casos limites de análise, os mesmos tipos de simulações realizadas por SCHWARTZ & EINSTEIN (1980). Além disto, este grupo de análise servirá para validar todos os resultados encontrados pelas simulações, que serão mostrados no capítulo 7 (Resultados Obtidos).

FIGURA 6.1 – Nomenclatura dos elementos longitudinais que descrevem as seqüências de escavação do grupo 1.

A seqüência de operações na modelagem desse problema consiste em se retirar o material do maciço, até que se atinja a desejada distância entre a face e o ponto médio do segmento de suporte recém instalado (comprimento de atraso). Sendo esse requisito atendido, então são efetuados os cálculos pelo MDF, para que seja quantificada a transferência de carga para o suporte. Após o término dos cálculos, é instalado um lance de suporte com comprimento L_s , e escavado um novo lance.

Essa rotina é repetida até que sejam estabilizados os deslocamentos e os esforços solicitantes no suporte, para um dado ponto fixo de monitoração.

GRUPO 2:

O segundo grupo analisado é composto por simulações axissimétricas do avanço da face de um túnel com sistema de suporte em concreto projetado, logo, considerando suas propriedades dependentes do tempo. O comprimento de atraso é mantido constante durante todo o processo de escavação em todos os casos. O único parâmetro variável dentre os casos analisados, é a taxa média de avanço da face do túnel, ou velocidade média de escavação, que geralmente é expressa pelo comprimento escavado e revestido no prazo de um dia.

Ao se admitir que existe uma velocidade média de escavação constante durante todo o processo, indiretamente, está-se admitindo que o desenvolvimento do módulo de elasticidade do concreto projetado pode ser expresso como uma função da distância à frente de escavação. Ou seja, faz-se com que cada segmento de concreto que foi aplicado assuma valores diferentes de rigidez ao longo do eixo do túnel. Esse processo de cura do concreto projetado, que parte do material fresco, lançado imediatamente após a escavação do último lance, e atinge o material curado aos seus 28 dias de idade, pode ser melhor visualizado pela FIGURA 6.2.

Seção longitudinal de um túnel circular (situação posterior à escavação)
GRUPO 2 : Segmentos com rigidez dependente do tempo

FIGURA 6.2 – Nomenclatura dos elementos longitudinais que descrevem as seqüências de escavação do grupo 2.

A diferença de tempo em dias na instalação de segmentos de suporte subsequentes, para uma velocidade de escavação constante, V , é igual a razão entre o comprimento do segmento de suporte, L_s , e essa velocidade. Tomando a frente de escavação como ponto de referência da distância, Z , de um segmento de suporte, obtém-se a relação entre E_c e Z , ao se substituir o tempo na equação (3.4) por (Z/V) , obtém-se:

$$E_c(Z) = 1.062.E_{c28}.e^{-0.446.(V/Z)^{0.7}} \quad (6.1)$$

Admitindo-se diferentes velocidades de avanço, porém constantes para cada simulação, podemos obter as diferentes evoluções do módulo de elasticidade do concreto projetado ao longo do eixo longitudinal do túnel, como ilustra a FIGURA 6.3, criando desta maneira, as diferentes configurações de suporte para um túnel. Cada curva parte de um módulo de elasticidade nulo, indicando concreto projetado fresco, e se estabiliza em diferentes distâncias para as diferentes velocidades de avanço.

FIGURA 6.3 – Representação do desenvolvimento do módulo de elasticidade do suporte ao longo do eixo do túnel para diferentes velocidades de escavação.

As simulações do grupo 2 são realizadas seguindo-se a mesma seqüência de passos existentes na modelagem dos problemas do grupo 1. Entretanto, leva-se em conta que, após a retirada de material, é simulada a instalação de um novo lance de suporte de comprimento, L_s , e módulo de elasticidade com idade compatível à razão entre esse comprimento e a velocidade de avanço do túnel. Desse último segmento instalado para trás, todos os demais módulos são recalculados com um acréscimo de tempo igual à idade do último lance instalado. E novamente, esse processo é repetido até que sejam estabilizados os valores de rigidez dos segmentos de suporte localizados nestes pontos de monitoramento, os valores de deslocamentos radiais da interface maciço-suporte e os de esforços solicitantes do suporte.

6.2–Modelagem Numérica das Seqüências de Escavação

Com o intuito de se quantificarem os efeitos do atraso na instalação do suporte e da dependência do tempo de suas propriedades nos esforços solicitantes finais do mesmo e nos deslocamentos radiais da interface, algumas seqüências de escavação foram analisadas através de modelos axissimétricos discretizados pelo Método das Diferenças Finitas, considerando o maciço e o suporte como materiais elásticos. Estas análises buscaram reproduzir numericamente o avanço de um túnel passo a passo, através da retirada de material do maciço na região da face do túnel (desativação de zonas do modelo numérico), e da instalação do suporte (ativação de novas zonas no modelo e a mudança das propriedades destas) em momentos adequados das simulações, seguindo as etapas já descritas no item 6.1.

O programa comercial, *Fast Lagrangian Analysis of Continua* (FLAC, ITASCA Consulting Group, Inc., 1995), foi utilizado na modelagem numérica de todas as seqüências de escavação realizadas neste trabalho. Este software tem como técnica numérica básica para a resolução de equações diferenciais geradas por problemas mecânicos, o Método das Diferenças Finitas. Neste pacote computacional, as soluções das equações de movimento geradas em cada ponto do domínio

discretizado são determinadas de maneira explícita, ou seja, iterativamente através do método de relaxação dinâmica.

O motivo de ter-se escolhido o software FLAC (ITASCA Consulting Group, Inc., 1995), se deve à vantagem oferecida por este de possuir uma linguagem interna de programação, chamada FISH. Foi este fator que permitiu, através da implementação de rotinas de cálculo, a automatização das seqüências de escavação e instalação do suporte, principalmente no caso das seqüências do segundo grupo, onde, depois de se instalar o último lance de suporte, se faz necessária a mudança das propriedades dos demais lances instalados em rodadas anteriores.

A maioria das simulações foi executada em 170 rodadas de escavação e instalação de suporte, o que significa resolver o problema o mesmo número de vezes para uma única simulação, somando um tempo de processamento de até 5 dias em algumas simulações.

O domínio do problema, que se estende por 200 metros na direção longitudinal e por 30 metros na direção radial, e foi discretizado em 11284 pontos e 10890 zonas. Este alto número de zonas se deve ao atendimento dos requisitos geométricos exigidos pelo programa para obtenção de uma solução com um grau de precisão satisfatório. Com relação às grandes extensões do domínio, tentou-se reduzir a influência do contorno na região de monitoramento, deixando-se assim uma extensão longitudinal estável de 140m para as simulações do processo de escavação. Esta grande distância longitudinal foi adotada a fim de que as propriedades do concreto pudessem ser estabilizadas até um certo nível quando fossem adotadas as maiores velocidades de escavação, ou seja, distância suficiente para que o concreto projetado atinja a idade de aproximadamente 18 dias.

Durante cada rodada das simulações, foram monitorados e armazenados em tabelas os deslocamentos radiais, u , e as tensões normais tangenciais, σ_θ , encontradas no suporte, em três pontos diferentes do domínio. No capítulo seguinte, estes dados armazenados pelo programa são expostos em forma de gráficos adimensionalizados.

As condições de contorno, os carregamentos externos aplicados ao domínio, os pontos de fixação e monitoração, além de detalhes relacionados à densidade de pontos necessários à discretização do problema, podem ser melhor compreendidos através da representação gráfica e esquemática do domínio na FIGURA 6.4.

FIGURA 6.4-Representação esquemática do domínio analisado

ESC. DE ENG. DE SÃO CARLOS
DEP. DE GEOTECNIA - USP

Todas as análises numéricas foram realizadas para cinco combinações diferentes entre maciço e suporte. Estas combinações buscaram abranger os vários tipos de maciços existentes e os suportes normalmente utilizados em sua estabilização, como exemplo: as combinações 1, 2 e 3 possuem características de túneis executados em solos de consistência mole a média, a combinação 4 representa a escavação em solos rijos ou em rochas brandas, e a quinta combinação indica túneis executados em rochas de características moderadas a competentes. Com a finalidade de se comparar os resultados obtidos neste trabalho com os já consolidados na literatura, utilizaram-se as mesmas combinações estudadas por SCHWARTZ & EINSTEIN (1980). Todas as propriedades físicas e geométricas dessas combinações analisadas estão resumidas na TABELA 6.1.

TABELA 6.1 - Propriedades físicas e geométricas das combinações maciço - suporte consideradas nas análises numéricas.

Combinação	R (m)	Prop. maciço		Prop. suporte			C*
		E (kPa)	ν	E_s (kPa)	ν_s	e (m)	
1	3.0	3.447×10^4	0.30	1.337×10^7	0.30	0.175	0.044
2	3.0	3.447×10^4	0.48	1.337×10^7	0.30	0.175	0.052
3	3.0	1.034×10^5	0.30	1.337×10^7	0.30	0.175	0.133
4	3.0	1.034×10^6	0.15	2.068×10^7	0.15	0.150	1.000
5	3.0	1.034×10^7	0.15	2.068×10^7	0.15	0.150	10.00

Na TABELA 6.1, além dos demais parâmetros geométricos e físicos individuais, apresenta-se o parâmetro de rigidez relativa, C^* , chamado de coeficiente adimensional de compressibilidade, que foi definido por SCHWARTZ & EINSTEIN (1980), como já descrito no capítulo 5, Métodos de Análise da Interação.

Deve ser lembrado que as rigidezes individuais, sejam elas do suporte, ou do maciço, não têm muita importância no mecanismo geral de transferência de carregamentos na interação. Contudo, sua importância é fundamental quando os elementos são considerados em conjunto, como através deste parâmetro adimensional de rigidez relativa, C^* .

Para cada uma das 5 combinações foram simuladas várias seqüências de avanço da frente de escavação, nas quais foram variados o atraso na instalação do suporte, quando o suporte possuía propriedades constantes ao longo de todo o processo de escavação, e a velocidade de escavação, quando o suporte apresentava um comportamento dependente do tempo. Tudo isto em concordância aos passos dos dois grupos de análise descritos na seção anterior.

Para o grupo de análise 1, o qual considera o suporte com propriedades constantes em relação ao tempo, foram efetuadas um total de 22 simulações, onde foram variados os atrasos adimensionalizados, L_d/R , em: 0.17, 0.25, 0.50, 0.83, 1.17 e 1.50, como é resumido na TABELA 6.2.

TABELA 6.2 - Sumário das simulações efetuadas no grupo de análise 1.

	Comb. 1	Comb. 2	Comb. 3	Comb. 4	Comb. 5
$L_d/R = 0.17$	•	•	•	•	•
$L_d/R = 0.25$					•
$L_d/R = 0.50$	•	•	•	•	•
$L_d/R = 0.83$					•
$L_d/R = 1.17$	•	•	•	•	•
$L_d/R = 1.50$	•	•	•	•	•

Apesar de terem sido realizadas 22 simulações, apenas 15 simulações destas puderam ser aproveitadas na confecção da solução adimensionalizada, o que é apresentado no capítulo 8. As simulações descartadas se referem a seqüências de escavação irreais, onde o suporte é instalado simultaneamente à retirada de material da face do túnel. O equívoco nesta pesquisa foi proporcionado pela adoção dos atrasos na instalação do suporte ($L_d/R = 0.17$, 0.25 e 0.83), erroneamente similares ao grupo de menor atraso adotado por SCHWARTZ & EINSTEIN (1980) ($L_d/R = 0.25$), como foi brevemente alertado durante a exposição das críticas a este método no capítulo anterior. Este problema ocasionou um erro na fase de análise de regressão

linear dos resultados das simulações para a determinação da solução adimensional. Contudo, este erro pode ser melhor explicado através da exposição do gráfico dos pontos obtidos nas análises daquela pesquisa, o que será apresentado no próximo capítulo, durante a fase de validação dos resultados.

No segundo grupo de análise, onde o suporte possui propriedades dependentes do tempo, foram variadas as velocidades de avanço da frente de escavação, V , de 1m/dia até 8m/dia. No entanto, em todas as simulações desse grupo, o coeficiente adimensional de atraso, Ld/R , permaneceu constante e igual a 0.50. Um resumo das simulações efetuadas para o grupo 2 é apresentado na TABELA 6.3.

TABELA 6.3 - Sumário das simulações efetuadas no grupo de análise 2.

	Comb. 1	Comb. 2	Comb. 3	Comb. 4	Comb. 5
V = 1 m/dia	•	•	•	•	•
V = 2 m/dia	•		•		•
V = 3 m/dia	•		•		•
V = 4 m/dia	•		•		•
V = 5 m/dia	•		•		•
V = 6 m/dia	•		•		•
V = 7 m/dia	•		•		•
V = 8 m/dia	•	•	•	•	•

Podem também ser verificadas neste grupo algumas lacunas que, por sua vez, não representaram erros na fase modelagem, mas sim uma tentativa de se compensar outro erro, o qual diz respeito à forma de amostragem das propriedades dos materiais analisados nas simulações realizadas para a elaboração do método proposto por SCHWARTZ & EINSTEIN (1980).

Este tipo de erro ocorreu porque foram consideradas 5 combinações entre maciço e suporte mas duas destas combinações, no caso as combinações 1 e 2, são idênticas. Como o método tem como etapa final de sua elaboração uma análise de

regressão linear, isto deixaria os resultados um pouco imprecisos, pela influência desse favorecimento às propriedades características de túneis escavados em solos moles, quando o método fosse utilizado em maciços mais rígidos.

Além de simulações do avanço da frente de escavação com a instalação do suporte, foram realizadas simulações de túneis escavados sem suporte para todos os tipos de maciço analisados anteriormente. O objetivo destas simulações foi o de utilizar os resultados de deslocamentos radiais para validar os resultados encontrados nas simulações. A validação desses resultados foi feita através da comparação com os resultados de deslocamentos obtidos pela solução proposta por PANET (1979), e será exposta no próximo capítulo em gráficos adimensionais.

No total foram realizadas 55 simulações axissimétricas do avanço da frente de escavação e os resultados se mostraram consistentes, tanto qualitativa, quanto quantitativamente, como pode ser visto no capítulo 7.

CAPÍTULO 7

RESULTADOS OBTIDOS

No início deste capítulo, os resultados obtidos nas simulações numéricas axissimétricas do avanço da frente de escavação são organizados em gráficos adimensionais. Durante esta fase também, é brevemente explanada a maneira como estes gráficos foram construídos. Em adição a isso, no final deste capítulo, é feita a validação dos resultados obtidos através de equações analíticas e de resultados obtidos em outras pesquisas, que foram encontrados na literatura.

7.1 – Representação Adimensional e Organização dos Resultados

Os valores armazenados nas tabelas do programa foram transformados em gráficos adimensionais dos deslocamentos radiais, U^* , e dos esforços solicitantes de compressão do suporte, T^* , em função da distância relativa à frente de escavação, Z/R . O adimensional, U^* , é obtido através da razão entre o deslocamento obtido das simulações e o deslocamento determinado pela solução clássica de Kirsch para aberturas sem suporte em maciços de extensões infinitas. Analogamente, o adimensional, T^* , é o coeficiente entre a tensão tangencial normal obtida das simulações e a solução de tensão para tubos de parede delgada. Desta forma, os valores dos adimensionais U^* e T^* , são definidos por:

$$U^* = \frac{u.E}{P.R.(1+\nu)} \quad (7.1)$$

$$T^* = \frac{\sigma_0 \cdot e}{P \cdot R} \quad (7.2)$$

onde:

- u - deslocamento radial da abertura, obtido numericamente.
- E - módulo de elasticidade do maciço.
- R - raio da escavação.
- ν - coeficiente de Poisson do maciço.
- e - espessura do suporte.
- P - tensão externa atuante no maciço.
- σ_0 - tensão normal tangencial atuante no suporte.

As curvas de deslocamentos e esforços resultantes das simulações foram reunidas em cinco conjuntos, cada um composto por quatro gráficos adimensionais. Todos esses gráficos são mostrados da FIGURA 7.1 a 7.20. Cada conjunto de 4 gráficos indica a reunião das simulações efetuadas para cada uma das 5 combinações maciço-suporte analisadas.

Além disto, para facilitar a compreensão desta convenção adotada, cada conjunto pode ser dividido em dois subconjuntos que representam os resultados das simulações das seqüências do primeiro grupo de análise, onde o suporte tem rigidez constante durante todo o processo, mas é variado o coeficiente de atraso; e que representam os resultados das simulações em que o coeficiente de atraso é constante. Este último subconjunto engloba os resultados de todas as simulações do segundo grupo, onde o suporte possui propriedades dependentes do tempo, e os resultados das simulações do primeiro grupo em que o coeficiente de atraso é de mesmo valor desse segundo grupo de análise, ou seja, $L_d/R = 0.50$.

Para melhor ilustrar estas situações, tomou-se como exemplo todas as simulações realizadas para a combinação maciço-suporte 1, os quatro gráficos deste conjunto se organizam da seguinte maneira:

1º conjunto (Comb.1) $\left\{ \begin{array}{l} 1^\circ \text{ subconjunto } (E_c = \text{constante}; L_d/R = \text{variável}) \\ 2^\circ \text{ subconjunto } (L_d/R = \text{constante}; E_c = \text{const. e var.}) \end{array} \right.$

FIGURA 7.1 – Deslocamento radial (U^*) *versus* Distância relativa à face do túnel.

COMBINAÇÃO 1 - SUBCONJUNTO 1

FIGURA 7.2 – Esforço de compressão (T^*) *versus* Distância relativa à face do túnel

COMBINAÇÃO 1 - SUBCONJUNTO 1

FIGURA 7.3 – Deslocamento radial (U^*) *versus* Distância relativa à face do túnel.
COMBINAÇÃO 1 - SUBCONJUNTO 2

FIGURA 7.4 – Esforço de compressão (T^*) *versus* Distância relativa à face do túnel
COMBINAÇÃO 1 - SUBCONJUNTO 2

FIGURA 7.5 – Deslocamento radial (U^*) *versus* Distância relativa à face do túnel.

COMBINAÇÃO 2 - SUBCONJUNTO 1

FIGURA 7.6 – Esforço de compressão (T^*) *versus* Distância relativa à face do túnel

COMBINAÇÃO 2 - SUBCONJUNTO 1

FIGURA 7.7 – Deslocamento radial (U^*) *versus* Distância relativa à face do túnel.

COMBINAÇÃO 2 - SUBCONJUNTO 2

FIGURA 7.8 – Esforço de compressão (T^*) *versus* Distância relativa à face do túnel

COMBINAÇÃO 2 - SUBCONJUNTO 2

FIGURA 7.9 – Deslocamento radial (U^*) *versus* Distância relativa à face do túnel.

COMBINAÇÃO 3 - SUBCONJUNTO 1

FIGURA 7.10 – Esforço de compressão (T^*) *versus* Distância relativa à face do túnel

COMBINAÇÃO 3 - SUBCONJUNTO 1

FIGURA 7.11 – Deslocamento radial (U^*) *versus* Distância relativa à face do túnel.

COMBINAÇÃO 3 - SUBCONJUNTO 2

FIGURA 7.12 – Esforço de compressão (T^*) *versus* Distância relativa à face do túnel

COMBINAÇÃO 3 - SUBCONJUNTO 2

FIGURA 7.13 – Deslocamento radial (U^*) *versus* Distância relativa à face do túnel.
COMBINAÇÃO 4 - SUBCONJUNTO 1

FIGURA 7.14 – Esforço de compressão (T^*) *versus* Distância relativa à face do túnel
COMBINAÇÃO 4 - SUBCONJUNTO 1

FIGURA 7.15 – Deslocamento radial (U^*) *versus* Distância relativa à face do túnel.

COMBINAÇÃO 4 - SUBCONJUNTO 2

FIGURA 7.16 – Esforço de compressão (T^*) *versus* Distância relativa à face do túnel

COMBINAÇÃO 4 - SUBCONJUNTO 2

FIGURA 7.17 – Deslocamento radial (U^*) *versus* Distância relativa à face do túnel.
COMBINAÇÃO 5 - SUBCONJUNTO 1

FIGURA 7.18 – Esforço de compressão (T^*) *versus* Distância relativa à face do túnel
COMBINAÇÃO 5 - SUBCONJUNTO 1

FIGURA 7.19 – Deslocamento radial (U^*) *versus* Distância relativa à face do túnel.
COMBINAÇÃO 5 - SUBCONJUNTO 2

FIGURA 7.20 – Esforço de compressão (T^*) *versus* Distância relativa à face do túnel.
COMBINAÇÃO 5 - SUBCONJUNTO 2

7.2 – Validação dos Resultados

Nos gráficos de deslocamentos do subconjunto 2 dos cinco conjuntos, foram comparados os deslocamentos radiais, obtidos por simulações de escavações sem revestimento, com a solução fechada do mesmo problema proposta por PANET (1979). O objetivo destas comparações é validar os resultados das análises numéricas realizadas pelo software FLAC, no que diz respeito aos deslocamentos radiais da abertura.

Valendo-se do mesmo princípio, mas levando-se em conta os esforços solicitantes de compressão no suporte, alguns resultados das análises do primeiro grupo, onde existe somente a consideração do atraso na instalação do suporte, são comparados com os resultados obtidos pelas simulações conduzidas por SCHWARTZ & EINSTEIN (1980). Apesar de não terem sido considerados os mesmos valores de atraso, os resultados obtidos neste trabalho seguem a mesma tendência dos pontos gerados na outra pesquisa, como pode ser confirmado na FIGURA 7.21.

FIGURA 7.21 – Comparação entre os resultados obtidos por SCHWARTZ & EINSTEIN (1980) e os obtidos pelas simulações efetuadas no presente trabalho.

No gráfico da FIGURA 7.21, fica bem nítida a primeira incoerência apresentada pela solução adimensional proposta por SCHWARTZ & EINSTEIN (1980), já comentada no capítulo anterior, como sendo fruto da insuficiência de resultados para a realização deste tipo de análise final. Esta solução adimensional foi obtida através de uma regressão linear com base em três nuvens de pontos. Estas nuvens são relativas aos três atrasos na instalação do suporte considerados por aqueles pesquisadores, $L_d/R = 0.25, 0.75$ e 1.25 . No entanto, a primeira nuvem de pontos, $L_d/R = 0.25$, como já dito antes, representa uma situação irreal de escavação e deve ser descartada da análise de regressão. Assim, o que resta são apenas duas nuvens de pontos para o ajuste de uma reta, resultando em uma regressão linear com um grau de significância muito baixo. Isto somado à primeira inconsistência, que é relativa à má ponderação das características dos materiais analisados, deixa sob suspeita o nível de precisão atingido pela solução adimensional na quantificação de esforços para qualquer atraso na instalação do suporte.

CAPÍTULO 8

ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo, como etapa final de análise, os resultados obtidos nas simulações axissimétricas, que foram mostrados no sétimo capítulo, são manipulados de forma a permitir análises acerca dos deslocamentos ocorridos para diferentes seqüências de escavação, e análises comparativas entre os esforços solicitantes compressivos e a resistência à compressão do suporte de concreto projetado.

Além deste tipo de análise, neste capítulo, pretendeu-se organizar os resultados de forma adimensionalizada como soluções para o problema de quantificação dos esforços solicitantes de compressão no suporte e dos deslocamentos radiais da interface entre maciço e suporte. Em adição a isto, na tentativa de se superar algumas deficiências destas soluções adimensionais, é proposta uma maneira de se determinar coeficientes de alívio de tensões que são auxiliares em simulações bidimensionais.

8.1 – Análise de Deslocamentos Radiais

Com o escopo de se analisar a influência da velocidade de escavação na magnitude de deslocamentos radiais da interface entre o maciço e o suporte foram construídas algumas curvas do deslocamento radial adimensional, U^* , em função da velocidade de avanço da escavação. Na FIGURA 8.1, são apresentadas estas curvas para as cinco combinações maciço-suporte analisadas. Estas curvas foram construídas a partir dos resultados obtidos das simulações numéricas do grupo 2, as

quais consideram o suporte com propriedades dependentes do tempo. Contudo, como limitante inferior de deslocamento destas curvas, o que corresponde ao limite com V tendendo a zero, foram adotadas as cinco simulações do grupo 1 (suporte com rigidez constante) que possuem o mesmo coeficiente adimensional de atraso, ou seja, $L_d/R = 0.50$.

O motivo desta adoção se deve à suposição de que para uma velocidade de avanço muito baixa, o tempo gasto entre o lançamento de concreto projetado de um segmento e a escavação de um novo lance, é suficiente para que este último segmento instalado tenha suas propriedades estabilizadas. Desta forma, o suporte se caracterizará por possuir rigidez constante ao longo do eixo longitudinal do túnel, identificando-se com as situações analisadas no grupo 1.

FIGURA 8.1 – Gráfico comparativo do deslocamento radial adimensional *versus* velocidade de avanço da frente de escavação para as cinco combinações.

Todas as curvas indicam uma relação logarítmica crescente entre a velocidade de avanço e o deslocamento radial do túnel. Entretanto, em situações reais, os deslocamentos resultantes da escavação de túneis com baixas taxas de avanço são maiores que os resultantes de taxas elevadas. Esta discordância se deve à

negligência, por parte dos modelos aqui simulados, da consideração do tempo como parâmetro de grande importância no comportamento do maciço. Ou seja, para melhor representar os fenômenos decorrentes da escavação de um túnel, necessita-se de modelos reológicos que incorporem o comportamento elástico, plástico e viscoso simultaneamente.

Para uma melhor compreensão deste fenômeno, é necessário que se considere as seguintes hipóteses simplificadoras:

- O comportamento do maciço na direção radial pode ser representado unidimensionalmente pelo modelo reológico elasto-viscoplástico proposto no primeiro capítulo.
- A região da frente de escavação do túnel é onde se localizam as maiores concentrações de tensões no maciço, e portanto, ocasiona a plastificação do material do terreno que está em suas proximidades.
- Após a passagem da frente de escavação por uma determinada seção, esta não guardará qualquer resquício de plastificação, restabelecendo um nível de tensão elástico. Deve ser ressaltado que esta hipótese nem sempre ocorre com frequência na realidade das escavações subterrâneas.
- O suporte não apresenta comportamento plástico, contudo, apresenta o fenômeno de fluência mesmo em níveis elásticos de tensão.

Considere-se agora uma seção transversal de um túnel com determinadas características, que foi escavado nas duas velocidades extremas simuladas pelas análises axissimétricas (1 e 8 m/dia). À medida que a frente de escavação se aproxima da seção de análise o nível de tensão radial aumenta até plastificar o material do maciço, ou melhor, até que se dispare o gatilho plástico do modelo. A partir desse momento, além do material apresentar um comportamento visco-elástico, ele passa a apresentar também um comportamento visco-plástico que cessa tão logo o nível de tensão desviatória diminua, ou no caso, tão logo a frente de escavação se distancie da seção de análise. Portanto, quanto maior for o tempo de permanência da

região da frente de escavação junto à seção de controle, ou menor a velocidade de escavação, maiores serão os deslocamentos radiais desta seção.

Velocidades baixas extremas podem até comprometer a segurança de uma obra, pela ocorrência de acidentes causados por grandes deslocamentos do maciço. Acidentes deste tipo foram relatados por ROCHA & CELESTINO (1992) durante a construção de túneis de escavação mineira no Metrô de São Paulo em 1989 e 1990.

Com o distanciamento da frente de escavação, ocorre uma redução do nível de tensões desviatórias na seção analisada, e o material do maciço pode voltar a ter um comportamento visco-elástico, que adicionado ao comportamento também visco-elástico do suporte, acabam por gerar deslocamentos radiais a longo prazo, resultando num regime de fluência secundária. A taxa de evolução desses deslocamentos de longo prazo é bem menor que aquela gerada pelo comportamento visco-elasto-plástico, quando a frente de escavação ainda se localiza próxima à seção de análise, por essa razão deve-se atentar à adoção de valores elevados para os coeficientes de viscosidade dos amortecedores nos trechos de Maxwell.

Portanto, a adoção de um modelo reológico visco-elasto-plástico nas simulações realizadas, como o modelo proposto anteriormente, resultaria em valores de deslocamentos mais fiéis aos encontrados no cotidiano das escavações subterrâneas. Reforçando ainda mais a representatividade deste modelo, o modelo proposto possui uma fase visco-plástica independente da fase visco-elástica de Burger, que trabalham juntos quando a face se localiza próxima à seção de controle, já que nesta região se encontram as maiores concentrações de tensão, mas que, após esta fase, o túnel apresenta deformações a longo prazo irreversíveis mesmo em regime elástico.

8.2 – Análise dos Esforços Solicitantes e da Resistência do Suporte

Nos gráficos mostrados na FIGURA 8.2 a 8.6, os valores adimensionais dos esforços solicitantes de compressão no suporte, T^* , obtidos das análises numéricas,

são comparados a esforços de compressão admissíveis, $T_{adm} * i$, ambos considerados em função do tempo dado em dias.

O esforço de compressão admissível é obtido através da adimensionalização da expressão (3.5) já exposta no capítulo 3, que determina a resistência à compressão simples do concreto projetado em função do tempo. Esta expressão adimensional é definida por:

$$T_{adm} * i = \frac{\sigma_c e}{\gamma h R} i^{-1} \quad (8.1)$$

com:
$$\sigma_c(t) = 1.105 \cdot \sigma_{C28} \cdot e^{(-0.753 / t^{0.7})} \quad (3.5)$$

- onde:
- e - espessura do suporte.
 - γ - peso específico do material do maciço.
 - h - profundidade do eixo do túnel.
 - R - raio da escavação.
 - t - tempo em dias.
 - σ_{C28} - resistência do concreto aos 28 dias (30 MPa).
 - i - fator auxiliar nas análises paramétricas.

A vantagem oferecida pela equação (8.1) é de permitir que todas as curvas de esforços solicitantes do suporte sejam comparadas às curvas de resistência à compressão simples que são diferenciadas pelo fator, i . Como exemplo utilizado nos gráficos, admitiu-se para i igual à unidade, um túnel de 3 metros de raio, estabilizado por um suporte de 17.5 centímetros de espessura, que foi escavado em um maciço com um peso específico de 20 KN/m³ a uma profundidade de 10m. Tomando agora a profundidade como um parâmetro de análise, tem-se para $i = 2.0$ uma profundidade igual ao dobro da anterior ($h = 20$ m), e assim para $i = 4.0$ implicaria em $h = 40$ m.

Adotando como indicador do colapso de um túnel, o critério de ruptura que é definido por um esforço solicitante limite igual ao esforço de compressão admissível, $T_{adm} * i$. Isto significa que, se uma determinada curva de esforços solicitantes é interceptada por uma das curvas de esforços admissíveis, o suporte do túnel é então considerado impróprio para aquelas determinadas características de escavação.

FIGURA 8.2 – Gráfico comparativo entre o esforço compressivo do suporte e a sua resistência à compressão para diferentes velocidades de escavação (Combinação 1),.

FIGURA 8.3 – Gráfico comparativo entre o esforço compressivo do suporte e a sua resistência à compressão para diferentes velocidades de escavação (Combinação 2),.

FIGURA 8.4 – Gráfico comparativo entre o esforço compressivo do suporte e a sua resistência à compressão para diferentes velocidades de escavação (Combinação 3),.

FIGURA 8.5 – Gráfico comparativo entre o esforço compressivo do suporte e a sua resistência à compressão para diferentes velocidades de escavação (Combinação 4),.

FIGURA 8.6 – Gráfico comparativo entre o esforço compressivo do suporte e a sua resistência à compressão para diferentes velocidades de escavação (Combinação 5),.

Ainda considerando a profundidade do túnel como parâmetro de análise, pode-se constatar pela análise dos gráficos anteriores que, para túneis com profundidade maior que 80 metros e escavados em solos moles (Combinações 1 e 2), mesmo adotando baixas velocidades de escavação poderia ocorrer o colapso do túnel. No caso de túneis escavados em rocha competente (Combinação 5), se o túnel fosse escavado a uma velocidade maior ou igual a 8 m/dia, isto talvez não implicaria necessariamente no colapso do túnel, dada a competência do material do maciço. No entanto, este fato indicaria uma impropriedade do suporte para este tipo de maciço; uma solução eficiente para este problema seria a adoção de um comprimento de atraso maior que o adotado. É importante ressaltar, que túneis executados neste tipo de maciço podem atingir profundidades muito superiores à profundidade limite adotada nas análises ($h = 40m$), ocasionando maiores deslocamentos radiais, porém a propagação destes para superfície não é um fator de grande relevância.

Pela análise destes gráficos, fica então comprovada a importância da adoção de uma velocidade de avanço compatível às características geométricas e físicas do túnel a ser escavado, como já foi exposto por CELESTINO (1992).

8.3 – Análise dos Picos de Esforços Solicitantes

Pela análise dos gráficos de esforços de compressão do suporte, T^* , *versus* distância relativa a frente de escavação do túnel, Z/R , expostos no capítulo anterior, especificamente, nas FIGURAS 7.2, 7.4, 7.6, 7.8, 7.10 e 7.12, observa-se a presença de alguns picos de esforços compressivos. Na literatura, não foi encontrada muita informação a respeito da origem desses picos, e sua existência parece ser ainda pouco conhecida. MÜLLER *et al.* (1978), através das medidas de instrumentação *in situ*, relataram a presença de picos de tensão no maciço em regiões próximas à abertura durante a passagem da frente de escavação, no entanto, não foi feito nenhum tipo de monitoramento dos esforços solicitantes do suporte nestes túneis.

Antes de se ter conhecimento da existência desses picos de esforços compressivos, por influência de SCHWEIGER (1998)*, a primeira impressão tomada dos gráficos em que os picos eram encontrados foi que havia ocorrido alguma instabilidade numérica do software durante a realização daquelas simulações. Mais tarde, por uma análise mais acurada do trabalho proposto por SCHWARTZ & EINSTEIN (1980), verificou-se que em algumas de suas simulações ocorreram também resultados semelhantes, porém, os picos de esforços solicitantes no suporte eram bem menos acentuados.

EINSTEIN (1998)* reconhece que estes picos de esforços foram encontrados em seu trabalho de 1980 e que o motivo de se mostrarem menos bruscos se deve ao fato de que os gráficos foram ajustados manualmente.

EINSTEIN (1998)* atribuiu estes picos de esforços aos arqueamentos longitudinais ocasionados pela alta absorção de carregamento oriundo de maciços pouco consistentes por parte de suportes rígidos. Desta forma, o coeficiente de rigidez relativa à compressão, C^* , e o coeficiente adimensional de atraso, L_d/R , são os principais responsáveis pela ocorrência deste fenômeno.

SCHWEIGER (1998)*, por sua vez, atribuiu esta anomalia brusca, primeiramente como já mencionado, a alguma instabilidade numérica proporcionada pelo método de relaxação dinâmica, e em segundo lugar, ao endurecimento do concreto projetado acoplado à redução dos efeitos de suporte na região da frente de escavação.

EINSTEIN, H. H. (1998). Stress peaks in supports. einstein@MIT.EDU.(18/05)

SCHWEIGER, H. F. (1998). Stress peaks in supports. schweiger@ibq.tu-graz.ac.at.(29/05)

A primeira afirmação feita por SCHWEIGER (1998) foi descartada inicialmente porque todas as simulações realizadas por SCHWARTZ & EINSTEIN (1980) foram calculadas pelo método dos elementos finitos no software ADINA (BATHE, 1977), que resolve implicitamente o sistema de equações resultantes da discretização do modelo. A segunda afirmação se mostrou menos fundamentada ainda pois se SCHWARTZ & EINSTEIN (1980), que consideram o suporte com propriedades constantes durante todo o processo de escavação, encontraram os mesmos picos de tensão que foram encontrados com a consideração do endurecimento do concreto projetado, então isto indica que os picos não são ocasionados por algum fator de enrijecimento dos anéis de concreto projetado.

A explicação dada por EINSTEIN (1998) talvez seja a mais coerente dentre estas apresentadas, contudo, o assunto não foi pesquisado a fundo e seria mera especulação admitir aquela afirmação como suficiente para a descrição deste fenômeno.

8.4 – Quantificação de Esforços e Deslocamentos

A partir dos resultados mostrados no capítulo anterior, foram montados vários gráficos adimensionais, tentou-se determinar algumas expressões que relacionem os esforços solicitantes de natureza compressiva no suporte e os deslocamentos radiais da interface entre o maciço e o suporte, com a velocidade de avanço da frente de escavação (quando as propriedades do suporte são dependentes do tempo) e com o atraso na instalação do suporte. Além dessas características, estas expressões necessitam ser abrangentes quanto às possíveis combinações físicas e geométricas entre o maciço e o suporte.

Primeiramente, com o intuito de se determinar uma solução adimensional para a quantificação dos esforços solicitantes, foi construído um gráfico (FIGURA 8.7) que consiste na correspondência entre o inverso do coeficiente adimensional de compressibilidade do último lance de suporte instalado, $1/C_u^*$, e os valores

estabilizados dos esforços de compressão resultantes de todas as simulações numéricas efetuadas, T^* .

FIGURA 8.7 - Gráfico adimensional do inverso do coeficiente de compressibilidade *versus* esforços solicitantes compressivos do suporte.

Ao se adotar como parâmetro de entrada o coeficiente adimensional de compressibilidade, diretamente, estão sendo consideradas as rigidezes relativas das possíveis combinações maciço-suporte e, indiretamente, as possíveis velocidades de avanço da face. A causa dessa consideração indireta, se deve ao fato de que o valor de C_u^* é obtido levando-se em conta a rigidez do último segmento de suporte instalado. Desta forma, se o suporte possuir propriedades dependentes do tempo, o seu módulo de elasticidade é determinado a partir de um tempo, t , o intervalo entre o final instalação deste segmento e a escavação de um novo lance. Ou melhor, para o último lance de suporte instalado este tempo é igual a razão entre o comprimento, L_s , e a velocidade de avanço, V , e assim a velocidade de avanço fica adimensionalizada na expressão do coeficiente de compressibilidade.

Ainda no gráfico da FIGURA 8.7, percebe-se uma boa correlação entre as variáveis de análise adotadas para cada um dos três grupos de pontos, que são

referentes aos três diferentes casos de atraso na instalação do suporte. No entanto, para que se atinja o objetivo de se determinar uma solução adimensional abrangente, é necessário que estes três diferentes conjuntos de pontos sejam reunidos em um só conjunto, e que este conjunto resulte no ajuste de uma só curva. Este objetivo foi perseguido ao se multiplicar os valores de esforços compressão, T^* , do gráfico anterior pelo adimensional de atraso, L_d/R , resultando no gráfico exposto na FIGURA 8.8.

FIGURA 8.8 - Gráfico da solução adimensionalizada para a quantificação dos esforços solicitantes compressivos no suporte de túneis.

A curva mostrada no gráfico anterior foi a que melhor se ajustou ao conjunto de pontos resultantes da última operação (multiplicação de T^* por L_d/R), e foi obtida através da regressão de uma função tangencial inversa destes pontos. O resultado desta regressão é representado matematicamente pela expressão:

$$\left(\frac{L_d}{R}\right)T^* = 0.1624 \tan^{-1}\left(\frac{1}{C_u^*}\right) + 0.0243 \quad (8.2)$$

Apesar de apresentar uma forte correlação entre as variáveis envolvidas nesta análise, a curva ajustada ainda não é capaz de representar com suficiente precisão as variações no atraso na instalação do suporte, principalmente na região em que $1/C_u^*$ é maior que 20. Os motivos dessa discordância se devem à escassez de pontos referentes aos dois atrasos, $L_d/R = 1.17$ e 1.50 , mas este problema será discutido com maior ênfase no próximo capítulo.

Com relação à determinação de uma solução adimensional para os deslocamentos radiais, pode-se dizer que não foi obtida uma relação satisfatória em todo o intervalo de análise. Seguiram-se os mesmos passos para a confecção dos gráficos anteriores. No primeiro gráfico, mostrado na FIGURA 8.9, os pontos estão divididos em três conjuntos distintos, que são relativos aos três diferentes atrasos, e mostram uma boa correlação entre as variáveis ($1/C_u^*$ e o deslocamento radial adimensional, U^*) para cada um dos grupos.

FIGURA 8.9 - Gráfico adimensional do inverso do coeficiente de compressibilidade *versus* deslocamentos radiais da interface.

Para se unificarem os grupos de comprimento de atraso em somente uma curva, foram feitas várias tentativas mas todas elas foram frustradas. A tentativa que melhor relacionou os diferentes grupos de atraso foi a resultante da multiplicação do

deslocamento radial adimensional, U^* , pelo inverso do adimensional de atraso, L_d/R . Esta operação diminuiu um pouco a dispersão dos pontos mas ainda não foi suficiente para se obter uma expressão que representasse o problema com precisão satisfatória, e que englobasse a velocidade de escavação e o atraso na instalação do suporte simultaneamente, como apresentado na FIGURA 8.10.

FIGURA 8.10 - Gráfico da solução adimensionalizada para a quantificação dos deslocamentos radiais na interface entre o maciço e o suporte.

8.5 – Determinação de Fatores de Alívio de Tensões

Com o objetivo de se contornarem as limitações geradas pelas hipóteses simplificadoras da solução adimensional para a quantificação de esforços solicitantes do item anterior propõe-se uma forma alternativa. Esta alternativa é elaborada com base na determinação de fatores de alívio que são utilizados em fases intermediárias de simulações bidimensionais do método de pressão fictícia interna.

Nestas análises bidimensionais, a hipótese simplificadora de se considerar um campo de tensões hidrostático é totalmente eliminada, e a consideração do maciço como material elástico é parcialmente superada por este tipo de aproximação. Desta forma, os problemas reais podem ser aproximados com uma maior precisão através de simulações bidimensionais simples, do que através da aproximação por curvas características proposta por SCHWARTZ & EINSTEIN (1980).

A expressão para se determinarem os fatores de alívio foi obtida pela análise da equação (5.3) proposta por SCHWARTZ & EINSTEIN (1980) e definida por:

$$\frac{T}{PR} = \frac{1}{2}(1+K)(1-\alpha_0^*) + \frac{1}{2}(1-K)(1+2\alpha_2^*)\cos 2\theta \quad (5.7)$$

Por motivos de facilidade no tratamento, supõe-se que o campo de tensões é hidrostático ($K_0 = 1$), resultando em:

$$\frac{T}{PR} = (1-\alpha_0^*) \quad (8.3)$$

Pela análise desta expressão, pode-se observar que o seu segundo termo nada mais é do que uma porcentagem referente ao carregamento total, P , existente no maciço, que é exclusivamente transferido para o suporte do túnel após a escavação do maciço e a instalação simultânea do suporte, e foi convencionado como P_s .

$$\frac{T}{PR} = (1-\alpha_0^*) = \frac{P_s}{P} \quad (8.4)$$

Observa-se também que esta porcentagem é variável apenas com as condições geométricas e físicas do maciço e suporte e é totalmente independente do carregamento inicial, já que o segundo termo é uma função de C^* e F^* . Partindo-se desta afirmação, pode-se supor uma pressão fictícia inicial capaz de induzir no suporte esforços de compressão iguais àqueles encontrados nas simulações axissimétricas, que pode ser convencionado como T_{sim} , ou seja:

$$\frac{P_s}{P_f} = \frac{T_{sim}}{P_f \cdot R} = (1 - a_0^*) \quad (8.4)$$

Multiplicando-se o primeiro termo da equação pelo elemento neutro de multiplicação (PR/PR) e procedendo-se nas simplificações resultantes das expressões:

$$T^* = \frac{T_{sim}}{PR} \quad (8.5)$$

$$\alpha = \frac{P_f}{P} \quad (8.6)$$

$$\left(\frac{T_{sim}}{PR} \right) \left(\frac{PR}{P_f \cdot R} \right) = (1 - a_0^*) \quad (8.7)$$

obtém-se a expressão final:

$$\alpha = \frac{T^*}{(1 - a_0^*)} \quad (8.8)$$

Como base na equação (8.8) e em todas as simulações axissimétricas realizadas, foram determinados os fatores de alívio auxiliares em simulações bidimensionais para aqueles casos. Estes fatores de alívio estão resumidos na tabela (8.1), que são referentes ao grupo de análise 1, e na tabela (8.2), que são referente às análises do grupo 2. Como seria impossível, a todo momento, recair exatamente nas mesmas situações resumidas por estes grupos de análise, pode-se determinar o valor de T^* pela solução adimensional obtida no item anterior, que é expressa pela equação (8.2). Contudo, deve-se ter em mente que ao se utilizar a equação (8.2) existem algumas restrições relacionadas à precisão desta solução quando se varia o atraso na instalação do suporte.

TABELA 8.1 - Sumário dos fatores de alívio em porcentagem - Grupo de análise 1.

	Comb. 1	Comb. 2	Comb. 3	Comb. 4	Comb. 5
$L_d/R = 0.50$	64.0	60.8	59.2	56.9	49.1
$L_d/R = 1.17$	24.9	26.1	23.9	20.8	19.0
$L_d/R = 1.50$	17.3	18.6	16.7	14.3	13.2

TABELA 8.2 - Sumário dos fatores de alívio em porcentagem - Grupo de análise 2.

	Comb. 1	Comb. 2	Comb. 3	Comb. 4	Comb. 5
$V = 1 \text{ m/dia}$	56.4	54.1	52.8	48.8	76.9
$V = 2 \text{ m/dia}$	55.0		50.4		72.0
$V = 3 \text{ m/dia}$	53.7		48.2		68.6
$V = 4 \text{ m/dia}$	52.5		46.2		65.3
$V = 5 \text{ m/dia}$	51.3		44.3		63.6
$V = 6 \text{ m/dia}$	50.0		42.7		62.0
$V = 7 \text{ m/dia}$	48.8		41.3		60.3
$V = 8 \text{ m/dia}$	47.6	46.3	39.5	29.9	58.7

Ao se comparar os resultados obtidos pelas simulações axissimétricas com os obtidos das simulações bidimensionais realizadas com o auxílio dos fatores de alívio tabelados acima, foram determinados os erros percentuais dos esforços solicitantes no suporte. Estas percentagens de erro não superaram em caso algum o valor de 0.55%. Nestas verificações, os materiais do maciço e do suporte foram considerados elásticos lineares e o campo de tensões iniciais foi adotado como sendo hidrostático, exatamente com as mesmas considerações das simulações axissimétricas realizadas.

Para casos em que a plasticidade e a viscosidade são características essenciais nas análises não foram feitas comparações do mesmo tipo. Isto se deve à carência de

informações acerca de simulações tridimensionais que considerassem estes fatores em conjunto, mas este problema voltará a ser discutido com maior ênfase no próximo capítulo.

CAPÍTULO 9

CONCLUSÕES E PROPOSTAS

Como última fase deste trabalho, este capítulo se presta a discutir, sob um ponto de vista crítico, alguns aspectos do método proposto, levantando suas limitações de utilização e, partindo-se destas limitações, que não são em pequeno número, procura-se saná-las através da recomendação de algumas propostas para trabalhos futuros.

A principal vantagem oferecida pelas soluções adimensionais é a de, a partir de resultados de simulações numéricas, reunir numa só curva a relação entre os vários fatores que comandam as características de um certo fenômeno físico. No caso particular da solução adimensional proposta por esta pesquisa, tentou-se relacionar os esforços solicitantes de natureza compressiva do suporte de túneis e os deslocamentos radiais da interface com a velocidade de avanço da frente de escavação e o atraso na instalação do suporte para qualquer combinação existente entre maciço e suporte.

Contudo, deve-se ressaltar que esta vantagem oferecida pelas soluções adimensionais neste trabalho foi preservada, exceto pela má correlação entre os atrasos na instalação do suporte e os demais parâmetros de análise no caso da determinação dos deslocamentos radiais. Além desta restrição, outras restrições encontradas neste procedimento de quantificação estão relacionadas às hipóteses básicas que constituem as ferramentas numéricas utilizadas em sua construção.

Como todas as simulações efetuadas foram axissimétricas, o túnel a ser analisado deve ter sua seção transversal próxima da circular e o estado de tensões o mais próximo do hidrostático possível, e este deve ser escavado sem parcializações. Além disso, o maciço foi tratado como um meio contínuo elástico linear, portanto,

deve-se fazer algum tipo de aproximação para que sejam considerados os efeitos de descontinuidades, plastificação e fluência do maciço, como exemplo, utilizar-se de simulações bidimensionais com o auxílio dos fatores de alívio propostos anteriormente. Contudo, os fatores de alívio propostos nesta pesquisa foram testados apenas para situações em que o comportamento físico não linear dos materiais era ausente, desta maneira, ainda não pode ser considerada como uma solução abrangente. Além do mais, a determinação correta destes fatores padece dos problemas encontrados pelo método de pressão fictícia interna. Estes problemas foram descritos no quarto capítulo, mas os problemas mais importantes podem ser brevemente rememorados como sendo:

- Os conceitos do método de pressão fictícia são válidos quando se modela a construção de um túnel que envolve apenas uma parcialização simples de escavação para uma determinada seção transversal, e não existe complexidade nas características físicas dos materiais envolvidos.
- Em regiões próximas à frente de escavação, existem tensões de cisalhamento atuando nas seções transversais do túnel, indicando que tais seções não podem ser consideradas como planos principais, como normalmente são considerados em análises bidimensionais. A presença dessas tensões cisalhantes conduzem a tensões desviatórias reais maiores que as obtidas em uma análise plana que usualmente despreza a sua existência, sendo assim o material pode plastificar antes do que é esperado e, portanto, deformar-se mais do que o obtido com estas análises.

Com o objetivo de se sanar o último problema descrito acima, NEGRO (1988) propôs um método de determinação de fatores de alívio a partir da parametrização dos resultados de análises numéricas tridimensionais. Este método foi desenvolvido para túneis rasos escavados em solo mole e leva em conta a resposta não linear entre tensão e deformação do maciço, adotando o modelo hiperbólico apresentado por KONDNER (1963). Neste método são apresentadas curvas parametrizadas derivadas de análises numéricas tridimensionais, considerando

o comportamento elástico linear do maciço, para a determinação dos recalques induzidos no maciço pela escavação do túnel no momento imediatamente anterior à ativação do suporte, como uma função da distância da face à seção de ativação do revestimento, dos parâmetros geométricos do túnel (profundidade, diâmetro), da razão entre as tensões iniciais (K_0), do módulo de elasticidade e do peso específico do maciço. E finalmente para que se considere os efeitos de plastificação do maciço fora do plano da seção de análise, este método propicia a determinação da mudança no módulo de rigidez tangente do solo provocada pela escavação até o momento de ativação do suporte, conhecido como fator de amolecimento do solo. Entretanto, não existiu nenhuma preocupação nesta pesquisa com relação à consideração de um sistema de estabilização constituído por material com propriedades dependentes do tempo ou da consideração de parcializações múltiplas da frente de escavação.

Além das análises conduzidas por NEGRO (1988), um expressivo número de análises tridimensionais já foi realizado e publicado na literatura. Como exemplo podem ser citados: CARTER & ALEHOSSEIN (1990), LEE & ROWE (1990-a), LEE & ROWE (1990-b), SWOBODA (1990), KIELBASSA & DUDDECK (1991), MESCHKE *et al.* (1996). No entanto, estas análises sempre tiveram propósitos de pesquisa acadêmica e envolveram hipóteses simplificadoras com respeito ao comportamento do material, discretização ou modelagem dos estágios de escavação.

Para que sejam considerados todos os fatores de grande influência no carregamento do suporte de túneis da maneira mais fidedigna possível aos problemas reais, deve-se recorrer a análises numéricas tridimensionais e a partir destas outros esquemas bidimensionais mais realistas poderão ser propostos. No entanto, a utilização de modelos tridimensionais plenos para simulação de seqüências complexas de escavação (escavações multi-parcializadas), como é caso do projeto de estações subterrâneas de Metrô, ainda é rara, devido à grande demanda de tempo e de recursos financeiros para sua realização.

Tomando como referência as restrições anteriormente descritas, indicam-se algumas propostas para trabalhos futuros que sigam a mesma linha de pesquisa. Tais propostas podem ser enumeradas, como:

- A quantificação dos deslocamentos, esforços solicitantes de compressão e também de flexão através de simulações tridimensionais plenas com estados de tensões iniciais diferentes do hidrostático, as quais serão mais fiéis à realidade das escavações subterrâneas. Nestas simulações, o coeficiente de empuxo em repouso será variado, além disso, serão considerados o peso próprio do maciço e suas características físicas não lineares e dependentes do tempo, a fim de que estes fatores sejam incorporados mais adiante às soluções adimensionais já propostas, e que também sejam considerados na determinação de novos fatores de alívio de tensões.
- A quantificação dos deslocamentos e dos esforços solicitantes, através de simulações tridimensionais em meios descontínuos, para o caso de maciços onde as fraturas têm uma grande influência no comportamento estrutural da escavação. Com os resultados obtidos por estas simulações será feito o mesmo tipo de análise, tentando sempre recair em soluções adimensionais, tanto para a quantificação dos esforços solicitantes do suporte, quanto para a determinação de coeficientes auxiliares em simulações bidimensionais.
- A determinação de fatores de alívio de tensões que possam ser utilizados em simulações bidimensionais de seqüências complexas de escavações que considerem a parcialização múltipla da frente de escavação e a não linearidade física dos materiais, tanto do suporte, quanto do maciço, sem que isso comprometa a qualidade dos resultados finais destas simulações simplificadas.

Para que todos estes objetivos sejam cumpridos com eficiência é importante que se acompanhe um plano de trabalho que consista em, como primeiro passo, colher na literatura alguns resultados de instrumentação de túneis e estações subterrâneas já construídos. Após esta fase de revisão bibliográfica, e de coleta de dados de instrumentação, deve ser dado início às fases de simulações numéricas. Primeiramente, complementando as análises realizadas durante o programa de mestrado, devem ser realizadas mais algumas simulações axissimétricas do mesmo

tipo das realizadas anteriormente, no entanto, considerando agora dois tipos diferentes de combinação entre maciço e suporte.

O motivo disto se explica pela necessidade de se comprovar a existência de algumas inconsistências que foram encontradas no método proposto por SCHWARTZ & EINSTEIN (1980). Como já exposto anteriormente, estas inconsistências foram geradas primeiramente pela consideração de 60% das combinações entre maciço e suporte abordadas pelas análises, como sendo constituídas por materiais muito similares, e em segundo lugar por ter sido considerado um grupo de simulações do atraso na instalação do suporte que não reproduz a realidade de uma escavação subterrânea. Assim, além dos dois novos tipos de combinação maciço-suporte, serão simulados alguns valores extremos de comprimento de avanço e de atraso entre frente de escavação e suporte que permitirão um maior rigor nas análises finais, e também será simulado pelo menos um caso com as mesmas características de túneis já construídos, dos quais se consiga acesso aos dados de instrumentação, com o objetivo de se promover comparações entre os modelos numéricos e a realidade das escavações subterrâneas. Ainda nesta fase, talvez seja necessário que se dividam as análises em três grupos, estes relativos às diferentes características dos materiais escavados, ou seja, um grupo para maciço em rocha competente, outro relativo às rochas brandas e solos rijos, e finalmente um outro só de solos moles.

Em segundo lugar, todos os tipos de análises executadas axissimetricamente devem ser refeitas em modelos tridimensionais plenos, onde se deve levar em conta os parâmetros como o peso próprio do maciço, as características não lineares dos materiais constituintes da interação entre maciço e suporte, a existência de coeficientes de empuxo em repouso diferentes da unidade e diferentes seções transversais com diferentes seqüências de avanço. Com os resultados dessas simulações em mãos, novamente, serão determinadas soluções adimensionais dos esforços solicitantes, tanto de compressão, quanto de flexão, e dos deslocamentos encontrados no suporte pelos demais parâmetros de entrada citados logo acima. Em adição a estas análises, um outro tipo de análise, que já foi executado neste trabalho mas com uma quantidade de resultados de certa forma pequena, será refeita visando a obtenção de coeficientes auxiliares para simulações bidimensionais, só que agora

com um universo maior de resultados. Mais uma vez, os resultados obtidos nesta etapa do trabalho devem ser comparados às leituras de instrumentação.

Em terceiro lugar, algumas simulações de parcializações complexas de escavação, tanto em relação a quantidade de setores quanto às características físicas dos materiais envolvidos, devem ser efetuadas e devem ser utilizados os dados de instrumentação de algumas estações subterrâneas de Metrô para aferição. Como nestes casos fica difícil a obtenção de soluções adimensionais para a quantificação de esforços ou de deslocamentos, as análises devem ser realizadas com o intuito de se determinar os fatores de alívio de tensões para simulações bidimensionais, que sejam mais fiéis à realidade tridimensional dos problemas gerados pela adoção do Método Austríaco na construção de túneis.

Como fase final de processamento de dados, algumas simulações tridimensionais plenas em meios descontínuos devem ser realizadas, considerando além de todos os fatores acima citados, também a presença de fraturas no maciço. Os resultados obtidos nesta fase serão comparados aos resultados obtidos pelas simulações em meios contínuos e serão confeccionados gráficos adimensionais, quantificando a influência das características do meio fraturado nos esforços e deslocamentos resultantes, e também devem ser determinados fatores de alívio de tensões para simulações bidimensionais, da mesma forma citada anteriormente.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABDEL-HADY, O. N. ; HERRIN, M.** (1966). Characteristics of soil-asphalt as a rate process. *Journal of the High-Way Division, ASCE*. Vol. 92, Nº HW1. p. 49-69.
- ABEL, J. F. ; LEE, F. T.** (1973). Stress changes ahead of an advancing tunnel. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomech. Abstr.*, Vol. 10, p. 673-697.
- ALDORF, J. ; EXNER, K.** (1986). *Mine openings : stability and support*. New York, Elsevier Science Publishing Company, Inc. Cap. 2 : Theoretical foundations of the stability of mine openings, p. 3-44.
- BATHE, K. J.** (1976). *Numerical methods in finite element analysis*. New Jersey, Prentice-Hall, 528p.
- BHASIN, R. ; GRIMSTAD, E.** (1996). The use of stress-strength relationships in the assessment of tunnel stability. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol.11, Nº 1, p. 93-98.
- BIENIAWSKI, Z. T.** (1984). *Rock mechanics design in mining and tunnelling*. Rotterdam, A. A. Balkema.
- BREKKE, T. L. ; HOWARD, T. R.** (1972). Estability problems caused by seams and faults. In : *1st. Rapid Excav. and Tunnelling Conf.*, AIME, Vol. 1, p. 25. Proceedings.
- BROWN, E. T.** (1990). Putting the NATM into perspective. *Tunnels & Tunnelling*. Summer.
- BROWN, E. T. ; BRAY, J. W. ; LADANYI, B. ; HOEK, E.** (1983). Ground response curves for rock tunnels. *Journal of Geotechnical Engineering*, Am. Soc. Civ. Engrs.-ASCE 109, p. 15-39.
- BURIN, S. M.** (1990). Comentários sobre as curvas características de túneis apresentadas por Schwartz & Einstein. São Carlos, EESC-USP.(Seminário)

- CARTER, J. P. ; ALEHOSSEIN, H.** (1990). Analysis of tunnel distortion due to an open excavation in jointed rock. *Computers and Geotechnics* 9, p. 209-231.
- CELESTINO, T. B. ; TAGLIATELA, E. P. ; CUSTÓDIO, P. S. D.** (1974). O método dos elementos finitos aplicado a escavações profundas. In : *1º Seminário Brasileiro do Método dos Elementos Finitos à Mecânica dos Solos*. Setembro. p.229-245. Anais.
- CELESTINO, T. B.** (1985). Propriedades de maciços rochosos - Relato geral - Tema I,. In : *Congresso Sulamericano Mec. Rochas*, Vol. 1, p.4-45, Porto Alegre, Anais.
- CELESTINO, T. B.** (1991). Requisitos de projeto do revestimento de concreto projetado. *Concreto Projetado - Aplicações e Novas Tendências*. São Paulo, EPUSP/IPT. p. 45-55.
- CELESTINO, T. B.** (1992). Projeto de revestimento de túneis em concreto projetado. In : *Encontro Técnico do CBT Túneis em Solos*, São Paulo, Anais.ABMS/CBT. p. 1-21.
- CELESTINO, T. B.** (1996). Early-age shotcrete performance at excavation faces of underground work. In : *International Seminar on Urban Problems and Underground Solutions*, São Paulo, p. 77-88.
- CHANDRASEKARAN, V. S. ; KING, G. J. W.** (1974). Simulation of excavation using finite elements. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 100, Nº GT9. p. 1086-1089.
- CHANG, Y.** (1990). *Summary of literature study on effects of tunnel advancing face*. The Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden, Report.
- CHANG, Y.** (1994). *Tunnel support with shotcrete in weak rock - A rock mechanics study*. Stockolm, Sweden, 166 p. Doctorial Thesis, Royal Institute of Technology.
- CHANG, Y.** (1993). Influence of early-age properties of shotcrete on tunnel construction sequences. In : *Shotcrete for Underground Support VI. - Engineering Foundation Conference*, Niagara-on-the-Lake, Canada, p. 110-117. Proceedings.
- CHRISTENSEN, R. W. ; WU, T. H.** (1964). Analysis of a clay deformation as rate process. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE. Vol. 90, Nº 6, p.125-157.

- COSTA, A. M., PEREIRA, A. M. P. ; EBECHEN, N. F. F.** (1985). Aplicação de métodos computacionais na análise de projeto de escavações subterrâneas. In : 2º *Simp. Escav. Subt.*, Rio de Janeiro, ABGE. Vol. 1 , p. 287-311.
- CRANDALL, S. H.** (1956). *Engineering analysis : a survey of numerical procedures*. New York, McGraw-Hill, 427 p.
- CRISTESCU, N.** (1989). *Rock rheology*. Netherlands, Kluwers Academic Publishers, 336 p.
- DUNGAR, R.** (1986). *Geomechanical Modelling in Engineering Practice*. Netherlands, A. A. Balkema. 400 p.
- EINSTEIN, H. H.** (1998). Tunnel axisymmetric analysis : Stress peaks in supports. einstein@MIT.EDU (18/Maio).
- ESCKSCHMIDT, H. R. & CELESTINO, T. B.** (1982). Tendências na aplicação de concreto projetado em obras subterrâneas. *I Simpósio sobre escavações Subterrâneas*. Brasília, DF. p. 263-275.
- FAKHINI, A. A. ; FAIRHURST, C.** (1994). A model for the time-dependent behavior of rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomech. Abstr.*, Vol.31, Nº 2, p.117-126.
- FARIAS, M. M. ; PEREIRA, S. M. F.** (1996). Implementação e calibração de um programa de elementos finitos para análise de problemas tridimensionais. In : *INFOGEO-96*, São Paulo, Anais. p.167-175.
- FEDA, J.** (1992). *Creep of soils and related phenomena*. New York, Elsevier Science Publishing Company, Inc. 422 p.
- FERREIRA, D. A.** (1997). *Estudos sobre um método físico para aumento da resistência do concreto projetado jovem com aplicação de gradientes elétricos visando suporte de túneis*. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, EESC-USP.
- FISCHNALLER, G.** (1992). Diplomarbeit. Fakultät für Bauingenieurwesen und Architektur, Universität Innsbruck.
- GESTA, P.** (1986). Tunnel support and lining. recommendations for use of convergence-confinement method. Working Group Nº7.
- GOLSER, J.** (1994). Retificações às opiniões do Prof. Kóvari sobre o novo método austríaco de túneis. Tradução Nº 14, J. D. Guimarães Neto (trad.), ABGE, São Paulo, SP, 16 p.

- GOLSER, J. ; SCHUBERT, P. ; RABENSTEINER, K.** (1989). A new concept for evaluation of loading in shotcrete linings. In : *Int. Congr. on Progress and Innovation in Tunnelling*, Toronto. Proceedings.
- GOLSER, J.; GALLER, R.; SCHUBERT, P.; RABENSTEINER, K.** (1995). Shotcrete in tunnel design. In: *Shotcrete for Underground Support VII*, Buchen-Telfs. Proceedings of the Engineering Foundation Conference.
- GOODMAN, R. E.** (1980). *Introduction to rock mechanics*. New York, John Wiley & Sons, 478 p.
- HANAFY, E. A.** (1980). Advancing face simulation of tunnel excavations and lining placement. In : *Underground Rock Eng. - 13th Canadian Rock Mechanics Symp.*, p. 119-125. Proceedings.
- HOEK, E. ; BROWN, E. T.** (1982). *Underground excavation in rock*. London, The Institute of Mining and Metallurgy. 527p.
- HOEK, E.** (1992). Support design for hard rock mining - A progress report. In : *International Symposium on Rock Support in Mining and Underground Construction*. Sudburg, Ontario, Canada.
- HUBER, H.** (1991). Untersuchungen zum verformungsverhalten von jungen spritzbeton im tunnelbau. Diplomarbeit. Fakultät für Bauingenieurwesen und Architektur, Universität Innsbruck.
- ISHITANI, H.** (1990). *Análise não linear do revestimento definitivo de túneis de concreto*. Tese (Doutorado). São Paulo, PEF - POLI/USP. 95 p.
- ITASCA CONSULTING GROUP, INC.** (1995). *FLAC – Fast Lagrangian Analysis of Continua*. User's Manual. Minneapolis, Minnesota, U.S.A.
- KEEDWELL, M. J.** (1984). *Rheology and soil mechanics*. London, Elsevier Applied Science Publishers. 323 p.
- KIELBASSA, S. ; DUDDECK, H.** (1991). Stress-strain fields at the tunnelling face - three-dimensional analysis for two-dimensional technical approach. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, Vol. 24, Nº 3, p. 115-132.
- KOCHEN, R. ; NEGRO Jr., A. ; HEINZ Jr., H. ; ROTTMANN, E.** (1985). Simulação de escavações subterrâneas por elementos finitos. In : *2º Simpósio sobre Escavações Subterrâneas*, ABGE, Nov., Rio de Janeiro. p. 195-217.
- KOCHEN, R.** (1994). Modelagem numérica de escavações subterrâneas em solos e rochas. In : *INFOGEO 94*. p. 187-196.

- KOMAMURA, F. ; HUANG, R. J.** (1974). A new rheological model for soil behavior. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*. Vol. 100, N° GT7, p. 807-824.
- KONDNER, R. L.** (1963). Hiperbolic stress-strain – Response: cohesive soils. *ASCE*, v.89, SM1, Feb., p. 115.
- KOVÁRI, K.** (1994). Erroneous concepts behind the new australian tunnelling method. *Tunnels & Tunnelling*. November.
- KULHAWY, F. H.** (1974). Finite element modelling criteria for underground openings in rock. *Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts*, v. 12, p. 43-47.
- KUESEL, T. R.** (1987). Principles of tunnel lining design. *Tunnels & Tunnelling*, April, p. 25-28.
- LADANYI, B.** (1980). Direct determination of ground pressure on tunnel lining in a non-linear viscoelastic rock. In : *Underground Rock Engineerin - 13th Canadian Rock Mechanics Symp.* p. 126-132.
- LAABMAYR, F.; SWOBODA, G.** (1978). The importance of shotcrete as support element of the NATM. In: Engineering Foundation Conference on Shotcrete for Underground Suport, Proceedings. St. Anton, Austria.
- LADANYI, B.** (1984). Tunnel lining design in creep rock. In : *Design and Performance of Underground Excavation*, ISRM/BGS, Cambridge, p. 19-26.
- LADE, P. V.** (1982). Three-dimensional behavior and parameter evaluation for an elasto-plastic soil model. In : *International Symposium on Numerical Models in Geomechanics*. Zurich, September, p. 33-37.
- LANGHAAR, H. L.** (1951). *Dimensional analysis and theory of models*. New York, John Willey & Sons Inc. 166 p.
- LEE, K. M. ; ROWE, R. K.** (1990-a). Finite element modelling of the three-dimensional ground deformations due to tunnelling in soft cohesive soils : Part1-Method of analysis. *Computer and Geotechnics* 10, p. 87-109.
- LEE, K. M. ; ROWE, R. K.** (1990-b). Finite element modelling of the three-dimensional ground deformations due to tunnelling in soft cohesive soils : Part2-Results. *Computer and Geotechnics* 10, p. 111-138.
- LEE, K. M. ; ROWE, R. K.** (1990). An analysis of three-dimensional ground movements: the thunder bay tunnel. *Canadian. Geotechnical. Journal*, Vol. 28, p.25-41.

- LOMBARDI, G.** (1974) The problems of tunnel support. In : *Int. Cong. of Rock Mech.*, Session IV, Sept. 4, p. 1518-1528.
- LOMBARDI, G.** (1979). L'influence de la méthode de construction sur l'équilibre final d'un tunnel. In : *4th Cong. of Int. Soc. for Rock Mech.*, Vol. 1, Montreux, Switzerland, Sept. 1-8 . Proceedings.
- LOMBARDI, G.** (1980). Some comments on the convergence-confinement method. *Tunnelling Underground Space Technology*, Vol. 4, N° 4, p. 249-258.
- LOPES, A. M.** (1991). Estudo de túneis em meios com simetria elástica de revolução. *Geotecnia*. N° 61, Março, pp. 55-72.
- MAFFEI, C. E. M.** (1994). Considerações sobre a aplicação da informática no projeto de estruturas enterradas. In : *INFOGEO 94*, p. 155-157.
- MELLO, V. F. B.** (1996). Fallacies in NATM/RSST shotcrete supported tunnelling. *Tunnels & Tunnelling*. July.
- MELLO, V. F. B.** (1996). Fallacies in NATM/RSST shotcrete supported tunnelling: Part 2. *Tunnels & Tunnelling*. September.
- MASE, G. E.** (1970). *Schaum's outline series : Theory and problems of continuum mechanics*. New York, McGraw-Hill Book Company. 221 p.
- MESCHKE, G.; KROPIC, C.; MANG, H. A.** (1996). Numerical analyses of tunnel by means of viscoplastic material model for shotcrete. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*. John Wiley & Sons. Vol. 39, p. 3145-3162.
- MITCHELL, J. K.** (1993). *Fundamentals of soil behavior*. New York, John Willey & Sons. 437 p.
- MOLINARI, G.** (1948). Restauração de concreto pelo processo "Cement-Gun". *Revista Engenharia*, Ano VI, Vol.6, Janeiro. p. 255-266.
- MONTEIRO, A. E. C.** (1983). *Uma introdução à visco-elasticidade*. Dissertação (mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, 87p.
- MORGAN, D. R.** (1981). Steel fibre shotcrete - A laboratory study. *Concrete International*, January. p. 70-74.
- MÜLLER, L.** (1990). The reasons for insuccessfull applications of the New Austrian Tunnelling Method. *Tunnels & Tunnelling*. Summer.

- MUNAIAR NETO, J.** (1994). *Modelos de comportamentos viscoelásticos e viscoplásticos na análise de estruturas planas*. Dissertação (mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. 141 p.
- MUNAIAR NETO, J. & PROENÇA, S. P. B.** (1995). Modelo constitutivo elasto-viscoplástico: formulação e análise da resposta numérica. In: *Congresso Ibero Latino-Americano sobre Métodos Computacionais para Engenharia*. Curitiba, UFPR.
- MURAYAMA, S. ; SHIBATA, T.** (1958). On the rheological characteristics of clays - part I. In : *Bulletin N° 26*. Disaster Prevention Research Institute, Kyoto, Japan.
- MYER, L. R.; BREKKE, T. L.; KORBIN, G. E.; KAVAZANJIAN, E. ; MITCHELL, J. K.** (1977). Stand-up time of tunnels in squeezing ground, Part. I : A physical model study. Final Report DOT-TST-77-59, University of California, Berkeley.
- NANAKORN, P. ; HORII, H.** (1996). A fracture-mechanics-based design method for SRFC tunnel linings. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol.11, N° 1, p. 39-43.
- NEGRO, A.** (1988). *Design of shallow tunnels in soft ground*. Ph. D. Thesis, University of Alberta. 1480 p.
- NEGRO, A.; SOZIO, L. E.; FERREIRA, A. A.** (1992). Túneis. *Solos da Cidade de São Paulo*, ABMS, Cap. 13, p. 297-328.
- NIWA, Y.** (1979). Stresses and displacements around an advancing face of a tunnel. In : *4th Cong. of Int. Soc. for Rock Mech.*, Vol. 1, Montreaux, Switzerland, Sept. 1-8. Proceedings.
- OWEN, D. R. J. ; HINTON, E.** (1980). *Finite element in plasticity : Theory and practice*. Sawnsea, Pineridge Press. 594 p.
- OWEN, D. R. J. ; TAYLOR, C. ; HINTON, E.** (1987). *Computational methods for non-linear problems*. Sawnsea, Pineridge Press. 384 p.
- PAN, X. D. ; HUDSON, J. A.** (1988). Plain strain analysis in modelling three-dimensional tunnel excavation - a technical note.. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomech. Abstr.*, Vol. 25, N° 5, p. 331-337.
- PAN, Y. ; CHEN, Y.** (1990). Plastics zones and characteristics-line families for openings in elasto-plastic rock mass. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 23, p.275-292.

- PAN, Y. ; DONG, J. (1991)-a. Time-dependent tunnel convergence - I : formulation of the model. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomech. Abstr.* Vol.28, Nº 6, p. 469-475.
- PAN, Y. ; DONG, J. (1991)-b. Time-dependent tunnel convergence - II : Advance rate and tunnel-support interaction. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomech. Abstr.* Vol.28, Nº 6, p. 477-488.
- PANET, M. (1976). Stability analysis of a tunnel driven in a rock mass in taking account of the post-failure behavior. *Rock Mechanics*. Vol. 8, p. 209-223.
- PANET, M. (1979). Time dependent deformations in underground works. In: *Proceedings of the fourth I.S.R.M. Congress*, Montoux. A. A. Balkema and the Swiss Society for Soil and Rock Mechanics, Rotterdam. Vol. 3, pp. 279-289.
- PANET, M. (1982). Analysis of convergence behind the face of a tunnel. In : *Tunnelling 82*, p. 197-204.
- PANET, M. ; GUELLEC, P. (1974). Contribution à l'étude du soutènement d'un tunnel à l'arrière du front de tallie. In : *3rd. Int. Congr. Rock Mech.*, Vol. 2, Part. B, p. 1163-1168, Denver. Proceedings.
- PARREIRA, A. B. ; AZEVEDO, R. F. (1994). Análise elasto-plástica de um túnel através do método dos elementos finitos. In : *INFOGEO 94*. p. 147-157.
- PINTO, C. L. L. (1996). Utilização do "FLAC" para implementação de uma lei constitutiva para materiais de comportamento dependente do tempo. *INFOGEO-96*, São Paulo, p. 159-165
- PÖTTLER, R. (1990). Time-dependent rock-shotcrete interaction - A numerical shortcut. *Computer and Geotechnics 9*, p. 149-169.
- PRESS, W. H. ; TEUKOLSKY, S. A. ; VETTERLING, W. T. ; FLANNERY, B. P. (1992). *Numerical recipes in C : The art of scientific computing*. England, Cambridge University Press. 966 p.
- PROENÇA, S. P. B. (1988). *Sobre modelos matemáticos do comportamento não-linear do concreto : Análise crítica e contribuições*. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Carlos.
- PROENÇA, S. P. B. (1986). *Noções básicas de reologia*. São Carlos, EESC-SET, 27p.
- RABCEWICZ, L. V. (1974). Novo método austríaco de abertura de túneis. Tradução Nº 6, S. Bertin Neto (trad.), ABGE, São Paulo, SP, 17p.

- W> **RABCEWICZ, L. V.** (1979). Princípios e modos de aplicação do novo método austríaco de abertura de túneis com atenção particular às condições geotécnicas e topográficas brasileiras. Tradução Nº 8, H. Eckschmidt (trad.), ABGE, São Paulo, SP, 35p.
- REINOLD, O.** (1886). On the theory of lubrication and its application to Mr. Beauchamp Tower's experiments, including the experimental determination of the viscosity. *Phil. Trans. Royal Society London*, 177, I. p. 157-234.
- ROCHA, H. C. ; CELESTINO, T. B.** (1992) Conhecimentos recentes sobre a bacia de São Paulo e o projeto/construção de túneis. In : *Sem. Problemas Geológico-Geotécnicos*, R.M.S.P., ABGE, São Paulo.
- SAKURAI, S.** (1978). Approximate time-dependent analysis of tunnel support structure considering progress of tunnel face. *Int. Journal for Numerical & Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 2, p. 159-175.
- SÄLLSTRÖM, S.** (1969). Improving initial compressive strength of shotcrete by accelerating admixtures. In : *Int. Symp. Large Permanent Underground Openings*. Oslo, Norway, September. p. 227-232.
- SCHIFFMAN, R. L.** (1959). The use of visco-elastic stress-strain laws in soil testing. *ASTM Special Technical Publication*. Nº 254, p. 131-155.
- SCHUBERT, P.** (1988). Beitrag zum rheologischen Verhalten von Spritzbeton. *Felsbau*, Vol. 6, Nº 3, pp. 150-153.
- SCHWARTZ, C. W. ; EINSTEIN, H. H.** (1980). *Improved design of tunnel supports : Simplified analysis for ground-structure interaction in tunnelling*, Vol.1. Massachusetts Institute of Technology, Boston. 427p. (Report Nº UMTA-MA-06-01000-80-40)
- SCHWEIGER, H. F.; SCHULLER, H.; PÖTTLER, R.** (1997). Some remarks on 2-D-models for numerical simulation of underground constructions with complex cross sections. In: *Proceedings of the ninth international Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Wuhan, China, November. Balkema, Rotterdam.
- SCHWEIGER, H. F.** (1998). Tunnel axisymmetric analysis : Stress peaks in supports. schweiger@ibg.tu-graz.ac.at (29/Maio).
- SCOTT, R. F.** (1965). *Principles of soil mechanics*. Massachusetts, Addison-Wesley Publishing Company, Inc.. Cap. 6, p. 234-290.
- SCOTT, R. F.** (1985). Plasticity and constitutive relations in soil mechanics. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 111, Nº 5, p. 563-605.

- SEABROOK, P. T.** (1977). Properties of shotcrete on construction projects. In : *Shotcrete for Ground Support, Engineering Foundation Conference*. Easton, ACI. p. 29-45.
- SEZAKI, M. ; KIBE, T. ; KAWAMOTO, T.** (1989). An experimental study on the mechanical properties of shotcrete. *Journal of the Society of Materials Science*. Vol. 38, Nº 434.
- STILLE, H.** (1992). Rock support in theory and practice. In : *Rock Support in Mining and Underground Construction*, Rotterdam, Canada. Proceedings.
- SWOBODA, G.** (1990). Numerical modelling of tunnels. *Numerical Methods and Constitutive Modelling in Geomechanics*. Wien, Springer-Verlag. p. 277-318.
- TIMOSHENKO, S. P.** (1953). *History of strength of materials*. New York, McGraw-Hill Book Company. 452 p.
- TIMOSHENKO, S. P.** (1966). *Resistência dos Materiais*. Rio de Janeiro, Ao Livro Técnico S.A. Vol.1-451p. ; Vol.2-518p.
- TIMOSHENKO, S. P. ; GOODIER, J. N.** (1980). *Teoria da Elasticidade*. Rio de Janeiro, Guanabara Dois. 545p.
- TIMOSHENKO, S. P. ; GERE, J. E.** (1994). *Mecânica dos sólidos*. Volumes 1 e 2. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos S.A.. 450 p.
- TRIGO, J. F. C.** (1990). *Estabilidade de cortinas ancoradas em relação às ações verticais : Análise por elementos finitos*. Dissertação (mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo. p. 112 p.
- WILSON, E. L.** (1965). Structural analysis of axi-symmetric solids. *A. I. A. A. Journal*. Vol. 3, pp. 2269-2274.

ANEXO A

ROTINAS DE AUTOMAÇÃO DA ESCAVAÇÃO

Neste anexo, como exemplo, são apresentadas as rotinas para automação das seqüências de escavação do maciço e instalação do suporte de uma das cinco combinações analisadas. As rotinas existentes em dois arquivos separados foram codificadas em FISH que, como já foi dito anteriormente, se trata de uma linguagem interna de programação do software FLAC.

No primeiro arquivo (AV1_1.DAT), são definidos os parâmetros físicos e geométricos do problema, o campo de tensões iniciais e a velocidade de escavação adotados. Após esta fase de definição do domínio de análise, esta rotina tem a função de recorrer a uma outra rotina (ESCAV.DAT), que é responsável pela escavação do maciço e pela instalação do suporte. Com o túnel completamente escavado, o comando é retornado ao primeiro arquivo que, por sua vez, salva os resultados em um arquivo de extensão (*.SAV).

```
*
*                               Arquivo AV1_1.DAT
*
set echo off
*
*   Definição de parâmetros geométricos e físicos do domínio
*
config axisymmetry
grid 30 363
model elast
prop dens=2000 bulk=86184465.83 shear=39777445.77
generate 0,0 0,200 30,200 30,0
generate 0,0 0,30 3,30 3,0 i=1,6 j=1,24 ratio=0.5,0.855
generate 0,30 0,170 3,170 3,30 i=1,6 j=24,304 ratio=0.5,1
generate 0,170 0,200 3,200 3,170 i=1,6 j=304,364 ratio=0.5,1
generate 3,0 3,30 30,30 30,0 i=6,31 j=1,24 ratio=1.1831,0.855
generate 3,30 3,170 30,170 30,30 i=6,31 j=24,304 ratio=1.1831,1
generate 3,170 3,200 30,200 30,170 i=6,31 j=304,364 ratio=1.1831,1
```

```

initial x=2.913 i=5
initial x=2.825 i=4
*
*   Pontos de fixação do domínio
*
fix y j=1
*
*   Definição do campo de tensões iniciais
*
initial sxx=-6e4 syy=-6e4 szz=-6e4
apply press=6e4 i=31
apply press=6e4 j=364
*
*   Monitoração de convergência de alguns parâmetros do modelo
*
history unbal
history xdisp i=6 j=164
history szz i=6 j=164
*
*   Definição das propriedades do suporte e da velocidade de
*   escavação
*
set ec28=13.37583e9 poisson=0.3 veloc=1
*
*   Acionamento das rotinas de escavação
*
call escav.dat
escava
*
*   Armazenamento de todos os resultados do modelo
*
save avl_1.sav
*
*   Finalização do processo
*
quit

```

No segundo arquivo, (ESCAV.DAT), se encontram todas as rotinas de escavação do maciço, instalação e mudança de propriedades do suporte, de armazenamento dos resultados obtidos e de verificação da convergência do modelo numérico. É com estas rotinas que o avanço da frente de escavação pode ser simulado automaticamente.

```

*
*
*   Arquivo ESCAV.DAT
*
*
*   Rotina de verificação automática de convergência a cada lance
*
define desbal
    desbal=unbal*0.00009

```

```

end
*
*   Rotina para a mudança das propriedades dos lances de suporte
*
define mud_propri
    tempo=1.0/veloc
    ei=0
    ef=0
    lini=(lei-24)/2
    it=1.0/veloc
;
    loop 1 (lini,169)
        ei=1*2+24
        ef=ei+1
;
        e_ft = 1.062*ec28*exp(-0.446/tempo^(0.7))
;
        if e_ft>ec28 then
            e_ft=ec28
        end_if
;
        k_c = e_ft/(3*(1-2*poisson))
        g_c = e_ft/(2*(1+poisson))
;
        shear_mod(4,ei)=g_c
        bulk_mod(4,ei)=k_c
        shear_mod(5,ei)=g_c
        bulk_mod(5,ei)=k_c
        shear_mod(4,ef)=g_c
        bulk_mod(4,ef)=k_c
        shear_mod(5,ef)=g_c
        bulk_mod(5,ef)=k_c
;
        if lini=0 then
            xtable(1,1)=tempo
            ytable(1,1)=e_ft
        end_if
;
        tempo=tempo+it
;
    end_loop
end
;
;
*
*   Rotina de armazenamento de resultados parciais em tabelas
*
define tabelas
*
*   Armazenamento de deslocamentos do 1º ponto de monitoração
*
        xtable(10,k)=k-29.5
        ytable(10,k)=xdisp(6,305)
*
*   Armazenamento de tensões do 1º ponto de monitoração
*
        xtable(11,k)=k-30.5
        ytable(11,k)=xdisp(6,303)
*

```



```

*      Armazenamento de deslocamentos do 2º ponto de monitoração
*
*      xtable(12,k)=k-100.5
*      ytable(12,k)=xdisp(6,163)
*
*      Armazenamento de tensões do 2º ponto de monitoração
*
*      xtable(20,k)=k-29.5
*      ytable(20,k)=(szz(5,304)+szz(5,305))*0.5
*
*      Armazenamento de deslocamentos do 3º ponto de monitoração
*
*      xtable(21,k)=k-30.5
*      ytable(21,k)=(szz(5,302)+szz(5,303))*0.5
*
*      Armazenamento de tensões do 3º ponto de monitoração
*
*      xtable(22,k)=k-100.5
*      ytable(22,k)=(szz(5,162)+szz(5,163))*0.5
*
;
end
;
;
*
*      Rotina de escavação do maciço
*
define escava
    loop k (1,170)
        lef=364-(2*k-1)
        lei=lef-1
    ;
        oo=out(' ')
        oo=out('          Escavando o lance numero : '+string(k))
    ;
*
*      Retirada de material do maciço
*
        command
            model null i=1,3 j=lei,lef
        end_command
    ;
*
*      Informações sobre o lance escavado
*
        oo=out(' ')
        oo=out('Modificando mod. elasticidade de segmentos
anteriores. ')
        oo=out(' ')
        oo=out('***** CALCULANDO
*****')
    ;
*
*
*      Chamada à rotina de mudança de propriedades dos lances de
*      suporte, à rotina de verificação automática da convergência e
*      à rotina interna de execução dos cálculos.
*
        command

```

```
        mud_propri
        step 1
        solve force=desbal
    end_command
;
*
*   Chamada à rotina de confecção de tabelas de resultados
*   parciais
*
        tabelas
;
        end_loop
*
*   Retorno ao primeiro arquivo de rotinas (AV1_1.DAT)
*
end
```