

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

**MOVIMENTOS DE SOLO E DANOS INDUZIDOS EM
EDIFICAÇÕES POR ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS**

JOÃO RENATO REMEDE PRANDINA

ORIENTADOR: ANDRÉ PACHECO DE ASSIS

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.DM-065A/99

BRASÍLIA / DF
DEZEMBRO DE 1999

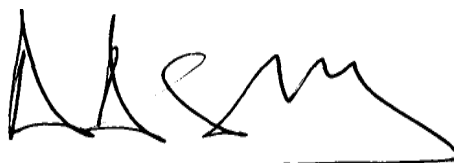
**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**MOVIMENTOS DE SOLO E DANOS INDUZIDOS EM EDIFICAÇÕES POR
ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS**

JOÃO RENATO REMEDE PRANDINA

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


APROVADA POR:



**Prof. André Pacheco de Assis, PhD (UnB)
(ORIENTADOR)**



**Prof. Márcio Muniz de Farias, PhD (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**



**Prof. Roberto Kochen, DSc (USP)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

DATA: BRASÍLIA/DF, 09 DE DEZEMBRO DE 1999.

FICHA CATALOGRÁFICA

PRANDINA, JOÃO RENATO REMEDE

Movimentos de Solo e Danos Induzidos em Edificações por Escavações Subterrâneas. Brasília, Distrito Federal, 1999.

xxi, 180 p., 210x297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 1999)

Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília
Faculdade de Tecnologia - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Escavações Subterrâneas	3. Danos Induzidos
2. Deslocamentos	4. Edificações
I. ENC/FT/UnB	II. Título (Séire)

REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA

PRANDINA, J.R.R. (1999). Movimentos de Solo e Danos Induzidos em Edificações por Escavações Subterrâneas. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-065A/99, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 180 p.

CESSÃO DE DIREITOS

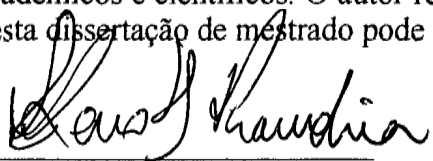
Nome do Autor: João Renato Remede Prandina

Titulo da Dissertação de Mestrado: Movimentos de Solo e Danos Induzidos em Edificações por Escavações Subterrâneas.

Grau: Mestre

Ano: 1999

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



João Renato Remede Prandina
Av. Champagnat, 40 / 303
29100-010 - Vila Velha, ES

DEDICATÓRIA

*Ao André,
ao Paizão João Prandina,
à Mãe Maria Lilia,*

que separados por milhares de quilômetros, vivenciamos esta etapa que encheu de nobreza o nosso amor, e aos avós Alívio Remedi e Ginézio Prandina, homens cheios de qualidade, dedico esta dissertação de mestrado.

AGRADECIMENTOS

Ao Professor André Pacheco de Assis pela amizade, paciência e competência na orientação deste trabalho e o entusiasmo durante os cursos do Mestrado em Geotecnia.

Ao Doutor Sérgio Ottoni, que me devolveu a saúde.

Ao Professor Márcio Muniz de Farias pelo apoio, simpatia e atendimentos.

Ao Professor Dickran Berberian pelos empréstimos do seu acervo bibliográfico.

Aos demais professores do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia pelo dever cumprido.

Ao Arquiteto Ayrton Magalhães Silva pela confiança, apoio e amizade.

Ao meu irmão André pelo aprendizado em softwares.

Ao Lindomar e a sua família pela amizade.

À Cynthia pela amizade e confiança.

À Professora Gabriela Tenório pela amizade.

Ao Edson Manso, pela liderança e amizade.

Ao Adriano Facioli pela convivência e amizade.

À Lúcia pelo carinho.

Aos amigos Jefferson, Evaldo, Aldo, Carlos Alberto, Alessandra, Alcindo, Eduardo Perez, João Carlos pela simpatia e amizade durante o convívio no Mestrado em Geotecnia.

Aos demais colegas do Mestrado em Geotecnia pela convivência.

Ao Engenheiro Arnaldo pela atenção durante a pesquisa de dados no Metrô/DF.

Ao Metrô/DF pela liberação para publicação dos dados usados nesta dissertação.

Ao Engenheiro Masa, pela boa vontade e explicações sobre aspectos construtivos do Metrô de Brasília.

Ao Engenheiro Roberto Mello pela atenção e apoio.

À TC/BR pelo material cedido, e dezenas de cópias de apostilas e pranchas A0.

À CAPES pela ajuda financeira, sem a qual este trabalho não poderia ter sido realizado.

Ao meu Pai, pela complementação financeira, no pagamento do plano de saúde e viagens à Vitória.

RESUMO

As escavações subterrâneas para a construção do túnel do Metrô de Brasília no Plano Piloto foram realizadas sob a perspectiva moderna da construção de túneis em meios urbanos: o controle de deslocamentos. Diversas estruturas superficiais e subterrâneas da cidade interferiram nas decisões de projeto e durante a sua construção. Muitas destas decisões tiveram caráter empírico devido à falta de modelos analíticos para as análises necessárias. Construído em NATM e executado em um maciço de solo particular, a argila porosa colapsível de Brasília, que possui elevado índice de vazios, o túnel promoveu o aprendizado do comportamento deste maciço e motivou diversos estudos para avaliação e sofisticação dos métodos de projeto e controle utilizados. Esta dissertação apresenta um estudo dos deslocamentos induzidos por escavações subterrâneas e os danos induzidos a edificações. A aplicação de um modelo analítico de deslocamentos gerados por tais escavações é também apresentada. Além destes, faz-se inicialmente uma avaliação dos métodos construtivos de túneis quanto a sua aplicação em meios urbanos e por último um resumo descrevendo os métodos de intervenção para minimização de danos.

ABSTRACT

Underground excavations, part of the Brasilia Metro located in the Pilot Plan were performed following modern perspectives of tunnelling in urban environment: the ground control. Many surface and subsurface structures of the city affected the design and construction decisions. Many of these decisions were taken empirically due to the non existence of analytical methods for the necessary analyses. The tunnel was built by the NATM and executed in a particular ground, the collapsible porous clay of Brasilia, which has large void ratios. The tunnelling process promoted a better understanding of the behaviour of this soil and motivated many studies for analysing and improving the design and control methods. This dissertation presents a study of the induced displacements due to tunnelling, and as a consequence, induced damage to buildings. The application of an analytical method for induced displacement due to tunnelling is also presented. Besides a description of the construction methods is done, concerning its application to urban environments, as well as a summary of the ground control measures that can be adopted to minimise damage.

ÍNDICE

Capítulo	Página
1 - INTRODUÇÃO	01
1.1 - OBJETIVO, METODOLOGIA E ESCOPO DESTA DISSERTAÇÃO	02
1.2 - URBANIZAÇÃO E TÚNEIS	03
1.3 - CONCEITOS FUNDAMENTAIS DAS OBRAS SUBTERRÂNEAS	04
2 - MÉTODOS DE ESCAVAÇÃO E TÚNEIS URBANOS	06
2.1 - MÉTODOS DE ESCAVAÇÃO SEQUENCIAL	08
2.1.1 - NATM – NEW AUSTRIAN TUNNELLING METHOD	09
2.1.2 - NATM E PRÉ-SUPORTE	13
2.2 - MÉTODOS DE ESCAVAÇÃO MECANIZADOS	15
3 - ESTUDO E PREVISÃO DE DESLOCAMENTOS	22
3.1 - PADRÕES DE DESLOCAMENTOS DEVIDO À ESCAVAÇÃO SUBTERRÂNEA	22
3.2 - PREVISÃO DE DESLOCAMENTOS	24
3.2.1 - PREVISÃO DE RECALQUE SUPERFICIAL TRANSVERSAL	25
3.2.1.1 - PROPOSIÇÃO DE PECK (1969)	25
3.2.1.2 - A PROPOSIÇÃO DE CELESTINO & RUIZ (1998)	32
3.2.2 - PREVISÃO DO RECALQUE TRANSVERSAL DE SUBSUPERFÍCIE	36
3.2.3 - DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DE SUPERFÍCIE E SUBSUPERFÍCIE	40
3.2.4 - BACIA LONGITUDINAL DE RECALQUE	42
3.2.5 - ANÁLISES NUMÉRICAS	45
3.3 - PREVISÕES ANALÍTICAS DOS PERFIS DE RECALQUE	48
3.3.1 - PERDA DE SOLO EQUIVALENTE	50
3.3.2 - BACIAS DE RECALQUES	54
3.3.3 - DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS	60
3.4 - RECALQUES DE LONGO PRAZO	63
3.5 - MACIÇO ANISOTRÓPICO	65
3.6 - O EFEITO DO COLAPSO	67

3.7 - DESLOCAMENTOS DE ESTACAS SEGUNDO LOGANATHAN & POULOS (1999)	71
3.7.1 - RESPOSTA DA ESTACA EM UM CAMPO DE DESLOCAMENTOS	71
3.7.2 - ESTUDO PARAMÉTRICO	74
4 - CARACTERIZAÇÃO E PREVISÃO DOS DANOS EM EDIFICAÇÕES DEVIDO A ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS	82
4.1 - EDIFICAÇÕES URBANAS	82
4.2 - DEFORMAÇÕES ADMISSÍVEIS	83
4.2.1 - RECALQUES ABSOLUTOS, DIFERENCIAIS, DISTORCIONAIS E ADMISSÍVEIS	83
4.3 - CLASSIFICAÇÃO DE DANOS E CRITÉRIOS DE AVALIAÇÃO DE EDIFICAÇÕES	87
4.3.1 - EDIFICAÇÃO NÃO ESTRUTURADA	89
4.3.2 - ESTIMATIVA DO POTENCIAL E GRAU DE DANOS	95
4.4 - ABORDAGEM DE MAIR ET AL. (1996)	97
4.5 - EDIFICAÇÃO ESTRUTURADA	101
4.6 - AVALIAÇÃO DO RISCO DE DANOS A UMA EDIFICAÇÃO	105
4.6.1 - ABORDAGEM GERAL	105
4.6.2 - ESTÁGIO PRELIMINAR DE AVALIAÇÃO	106
4.6.3 - ESTÁGIO SECUNDÁRIO DE AVALIAÇÃO	106
4.6.4 - ANÁLISE DETALHADA QUANTITATIVA	106
4.7 - INFLUÊNCIA DA EDIFICAÇÃO NOS MOVIMENTOS DO MACIÇO DE SOLO	108
4.7.1 - PARÂMETROS DE RIGIDEZ RELATIVA	108
4.8 - RECOMENDAÇÕES PARA AVALIAÇÃO DA DANOS	114
4.9 - MODOS DE INTERVENÇÃO PARA MINIMIZAÇÃO DE DANOS	116
4.9.1 - INTERVENÇÕES NO MACIÇO DE SOLO	117
4.9.2 - INTERVENÇÕES NA ESTRUTURA	118
4.9.3 - INJEÇÕES SIMULTÂNEAS DE COMPENSAÇÃO	118

5 - APLICAÇÃO E ANÁLISE DE DESLOCAMENTOS E SUAS INFLUÊNCIAS EM EDIFICAÇÕES	122
5.1 - SUBTRECHO SHAFT - PP7	124
5.1.1 - PARÂMETRO ADIMENSIONAL U_T	126
5.2 - SUBTRECHO PP6-PP5	126
5.3 - SUBTRECHO PP3-PP2	127
5.4 - ESTUDO DOS DESLOCAMENTOS INDUZIDOS NO MACIÇO	129
5.5 - PARÂMETROS GEOTÉCNICOS	130
5.5.1 - PERFIL DO SOLO	130
5.5.2 - MÓDULO DE YOUNG	131
5.5.3 - PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA.....	131
5.5.4 - COEFICIENTE DE EMPUXO NO REPOUSO.....	133
5.5.5 - NÍVEL D'ÁGUA, UMIDADE E GRAU DE SATURAÇÃO.....	134
5.5.6 - ÍNDICES FÍSICOS DO SOLO AO LONGO DO MACIÇO	134
5.5.7 - PARÂMETROS K e i DA BACIA DE RECALQUE DA SEÇÃO	135
5.5.8 - DADOS DE PROJETO DO TÚNEL	135
5.5.9 - PRESSÃO DE SUPORTE	137
5.6 - ANÁLISES DE DEFORMAÇÕES E MODELOS	138
5.7 - SEÇÕES PRÓXIMAS À ESTRUTURAS NO INTERIOR DO MACIÇO	144
5.8 - SEÇÕES PRÓXIMAS AO POSTO DE COMBUSTÍVEIS	146
5.9 - ANÁLISE DOS DE DANOS INDUZIDOS PELO TÚNEL DO METRÔ DE BRASÍLIA EM ESTRUTURAS	153
5.9.1 - DADOS DA CONSTRUÇÃO DANIFICADA	153
5.9.2 - ANÁLISE DE DANOS DO POSTO DE COMBUSTÍVEIS	154
5.9.3 - PASSARELAS SUBTERRÂNEAS	156
6 - CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS	159
6.1 - CONSIDERAÇÕES RELATIVAS AO MODELO DE PREVISÃO DE DESLOCAMENTOS LOGANATHAN & POULOS (1999)	160
6.2 - CONSIDERAÇÕES RELATIVAS À ANÁLISE DE DANOS INDUZIDOS	162
6.3 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	163

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS165

APÊNDICE A - PARÂMETRO GAP E EXEMPLO DE APLICAÇÃO171

A.1 - DERIVAÇÃO DO PARÂMETRO GAP 171

A.2 - EXEMPLO DE OBTENÇÃO DE RECALQUES E DISTORÇÕES 174

A.3 - EXEMPLO DE APLICAÇÃO DO MODELO DE POTENCIAL DE DANOS 178

LISTA DE FIGURAS

Capítulo	Página
Figura 1.1 - Corte longitudinal de um túnel em execução (modificado - Sauer, 1998).....	05
Figura 2.1 - Perspectiva artística de túneis imersos	08
Figura 2.2 - Exemplos de execução da escavação no método NATM: (a) Seção plena; (b) Arco invertido provisório; (c) Uma galeria lateral; (d) Uma galeria lateral com arco invertido provisório; (e) Várias câmaras de parcialização.....	11
Figura 2.3 - Escavação de um túnel pelo método NATM usando galeria lateral e arco invertido provisório	12
Figura 2.4 - Perspectiva das estruturas constituintes de uma execução do método "Umbrella" (modificado - Harazaki et al., 1998)	15
Figura 2.5 - Sistema de avanço de através de macacos hidráulicos de uma escavação mecanizada pertencentes a um shield de escavação subterrânea.	16
Figura 2.6 - Vista interna de uma shield de frente aberta, ou hand-digging shield, em operação	18
Figura 2.7 - Perspectiva da máquina denominada "Earth Pressure Balanced Shield"	19
Figura 2.8 - Vista frontal de um TBM de grande diâmetro	20
Figura 3.1 - Parâmetro gap (modificado - Lee & Rowe 1989)	23
Figura 3.2 - Bacia de recalque transversal aproximada a curva gaussiana de probabilidade	26
Figura 3.3 - Cálculo simplificado de perda de solo (modificado - Teixeira, 1994)	28
Figura 3.4 - Relação entre profundidade do eixo do túnel versus parâmetro i (modificado - Blanco, 1995)	31
Figura 3.5 - Influência do parâmetro b na curva de recalques (modificado - Celestino & Ruiz, 1998)	35
Figura 3.6 - Bacia de recalques de superfície e subsuperfície (modificado - Mair, 1993)	37
Figura 3.7 - Variação de K com a profundidade para recalques de subsuperfície de túneis em argila (modificado - Mair et al., 1993)	38
Figura 3.8 - Deslocamentos em solos granulares, após Potts et al (1976) (modificado - O'Reilly & New, 1982)	40
Figura 3.9 - Deslocamentos, deformações horizontais e transversais (modificado - Mair et al., 1996)	41
Figura 3.10 - Bacia longitudinal de recalques (modificado - Mair et al, 1996)	44
Figura 3.11 - Recalques longitudinais (modificado - Shahrour & Ghorbanbeigi, 1996)... ..	44
Figura 3.12 - Perspectiva da bacia de recalques: (a) Caso tridimensional, incluindo as linhas longitudinais; (b) Caso tridimensional, apenas as bacias transversais com valor máximo indicado.	45
Figura 3.13 - Recalques superficiais induzidos (modificado - Shahrour & Ghorbanbeigi, 1996)	46
Figura 3.14 - Deslocamentos horizontais distantes 1 diâmetro da frente de escavação (modificado - Shahrour & Ghorbanbeigi, 1996)	47

Figura 3.15 - Recalques superficiais induzidos ao longo do eixo longitudinal do túnel (modificado - Shahrour & Ghorbanbeigi 1996)	47
Figura 3.16 - Influência do parâmetro k_0 no recalque superficial: a) ao longo do eixo longitudinal; b) A três diâmetros atrás da face (modificado- Shahrour & Ghorbanbeigi, 1996)	48
Figura 3.17 - Influência do parâmetro k_0 em bacias de recalques transversais (modificado - Lee & Rowe, 1989)	48
Figura 3.18 - Padrões de deslocamentos circular e oval entorno de um túnel (modificado - Loganathan & Poulos, 1998)	52
Figura 3.19 - Condições de contorno do modelo analítico (modificado - Loganathan & Poulos, 1999)	54
Figura 3.20 - Recalques superficiais previstos e observados, Túnel da Linha Expressa de Heathrow (modificado - Loganathan & Poulos, 1998)	56
Figura 3.21 - Recalques subsuperficiais previstos e observados sobre a linha central, Túnel da linha expressa de Heathrow (modificado - Loganathan & Poulos, 1998)	57
Figura 3.22 - Comparação entre recalques superficiais previstos e observados - Caso 1: Túnel de Taipei, Taiwan. Perda de solo = 1,4% (modificado - Loganathan & Poulos, 1999)	59
Figura 3.23 - Comparação entre recalques subsuperficiais em $z = 10$ m - Caso 1: Túnel de Taipei, Taiwan. Perda de solo = 1,4% (modificado - Loganathan & Poulos, 1999)	59
Figura 3.24- Comparação entre recalques superficiais previstos e observados - Caso 2: Túnel Grauholz, Suíça. Perda de solo = 1,0% (modificado - Loganathan & Poulos, 1999)	60
Figura 3.25 - Deslocamentos horizontais previstos e observados, a 9 m do eixo do túnel, Heathrow Express Trial Tunnel (modificado - Loganathan & Poulos, 1998)	62
Figura 3.26 - Previsões de deslocamentos usados na calibração do modelo (modificado - Loganathan & Poulos, 1998).....	62
Figura 3.27- Bacia de recalques transversal imediata e de longo-prazo (modificado - Bowers et al., 1998)	64
Figura 3.28 - Parâmetros do solos adotados na análise pelo MEF. (modificado - Lee & Rowe, 1989)	65
Figura 3.29 - Comportamento de maciços de solo em relação a diferentes tipos de anisotropia (modificado - Lee & Rowe, 1989)	66
Figura 3.30 - Recalques subsuperficiais para maciços de solo com diferentes relações de anisotropia (modificado - Lee & Rowe, 1989)	66
Figura 3.31 - O efeito do colapso em uma bacia de recalque subsuperficial longitudinal ..	69
Figura 3.32 - O problema básico analisado uma estaca adjacente a um túnel em construção - (modificado - Loganathan & Poulos, 1999)	72
Figura 3.33 - Deslocamentos de solo em $x = 4,5$ m (posição da estaca).	73
Figura 3.34 - Resposta típica da estaca em $x = 4,5$ m (posição da estaca).	75
Figura 3.35 - Variação do valor do índice de recalque da cabeça da estaca pelo maciço de solo com o índice da distância lateral pela profundidade do túnel (modificado - Loganathan & Poulos, 1999)	77
Figura 3.36 - Variação do deslocamento lateral pelo deslocamento da cabeça da estaca versus a relação da distância transversal pela profundidade do túnel (modificado - Loganathan & Poulos, 1999)	78

Figura 3.37 - Variação do momento fletor normalizado com a distância lateral normalizada (modificado - Loganathan & Poulos, 1999)	79
Figura 3.38 - Variação da rotação da superfície do maciço pela rotação da cabeça da estaca versus a distância lateral normalizada (modificado - Loganathan & Poulos, 1999)	80
Figura 4.1 - Definição de recalques absolutos de pontos de uma edificação	84
Figura 4.2 - Definição de distorção angular (β) e deslocamento horizontal (ρ), segundo Boscardin & Cording (1989).....	85
Figura 4.3 - Modelo de viga-parede apresentado por Boscardin & Cording (1989): (a) Descrição geométrica; (b) Deflexão gerada por uma carga central; (c) Fissuras geradas por tensões de tração devido à flexão; (d) Fissuras geradas por tensões de tração devido ao cisalhamento (modificado - Burland et al., 1977)	90
Figura 4.4 - $\Delta/L\varepsilon_{crit}$ versus L/H para deflexões de vigas devido ao efeito combinado de flexão e cisalhamento	92
Figura 4.5 - Efeito do índice E/G na variação de L/H onde o cisalhamento é crítico (modificado-Boscardin & Cording 1989)	94
Figura 4.6 - Relação de danos com distorção angular e deformações de extensão angular (modificado-Boscardin & Cording 1989)	98
Figura 4.7 - Distorção angular a partir de uma bacia de recalque induzida por um túnel (modificado - Boscardin & Cording 1989)	97
Figura 4.8 - Deformação de uma edificação, com relação ao ponto de inflexão (modificado - Mair et al. 1996)	99
Figura 4.9 - Ábaco de categoria de danos para L/H =1, para região de soerguimento (modificado - Burland, 1995)	101
Figura 4.10 - Efeito do número de andares na distorção angular, deformação diagonal e deformação lateral (modificado-Boscardin & Cording 1989)	102
Figura 4.11- Efeito do número de vãos na distorção angular, deformação diagonal e deformação lateral (modificado-Boscardin & Cording 1989)	103
Figura 4.12 - Efeito de malhas de vigas na distorção angular, deformação diagonal e deformação lateral (modificado-Boscardin & Cording 1989)	104
Figura 4.13 - Influência da rigidez da edificação no perfil de recalque induzido por um túnel na argila de Londres (modificado- Frischmann, 1994)	107
Figura 4.14 - Grandezas envolvidas no estudo de Potts & Anddenbrooke (1996).....	109
Figura 4.15 - Bacias de recalques superficiais para $z_0 = 20m$, $B=60m$, $e=0$: a) Efeito de α^* para $\rho^* = 0,518$; b) Efeito de ρ^* para $\alpha^* = 48,6$	111
Figura 4.16 - Definição de deflexões e comprimentos para estabelecimento de Dr_{sag}^g e Dr_{hog}^g (modificado - Potts & Anddenbrooke,1996)	112
Figura 4.17 - Fatores de modificação para índice de deflexão (modificado - Potts & Anddenbrooke, 1996)	113
Figura 4.18- Fatores de modificação para deformação horizontal (modificado - Potts & Anddenbrooke, 1996)	113
Figura 4.19- Central de recuperação de bentonita	119
Figura 4.20- Sistema de injeção de compensação "SOILFRAC" (modificado - Schweiger & Falk, 1998)	120
Figura 5.1 - Perfil geotécnico da Asa Sul de Brasília (modificado - Ortigão, 1994).	122
Figura 5.2 - Disposição das estações e progressivas no trecho da Asa Sul (modificado - Blanco,1995)	123

Figura 5.3 - Perfil de recalques medidos do subtrecho 2 (modificado - Blanco, 1995)	124
Figura 5.4 - Deslocamentos adimensionais do teto do túnel (modificado - Brasmetrô, 1993)	125
Figura 5.5- Perfil de recalques do subtrecho PP6-PP5	127
Figura 5.6 - Perfil de recalques do subtrecho PP3-PP2 (modificado - Blanco, 1995)	128
Figura 5.7 - Deslocamento adimensional do teto do túnel: Progressivas 4110 e 4256 m (modificado - Brasmetrô, 1993)	128
Figura 5.8 - Deslocamento adimensional do teto do túnel: Progressivas 4260 e 4410 m (modificado - Brasmetrô, 1993)	129
Figura 5.9 - Fluxograma simplificado de avaliação - previsão de danos em edificações devido à construção de túneis.	130
Figura 5.10 - Perfis de sondagem SPT mais próximo da edificação do posto da 115 sul, localizados entre as progressivas 1020 e 1040.	132
Figura 5.11 - Resistência não drenada medida por DMT de diversos furos ao longo do eixo do túnel do Metrô de Brasília.	133
Figura 5.12 - Instrumentação típica de uma seção (modificado - Blanco, 1995)	136
Figura 5.13 - Comparação entre resultados do modelo analítico em estudo e dados de instrumentação para os recalques superficiais para G_p obtido a partir de U_t de Negro (1988) da seção transversal localizada na progressiva 4294 m	140
Figura 5.14 - Comparação entre resultados do modelo analítico em estudo e dados de instrumentação para o perfil de recalques para G_p obtido a partir de U_t de Negro (1988) da seção transversal localizada na progressiva 4294 m ($c = 20$ kPa)	141
Figura 5.15 - Comparação entre resultados do modelo analítico em estudo e dados de instrumentação para o perfil de recalques para G_p obtido a partir de U_t de Negro (1988) da seção 4092 m para um valor de $c = 210$ kPa	141
Figura 5.16 - Comparação entre resultados do modelo analítico em estudo e dados de instrumentação para os recalques superficiais da seção transversal localizada na progressiva 2098 m	142
Figura 5.17 - Comparação entre resultados do modelo analítico em estudo e dados de instrumentação para o perfil de recalques para seção transversal da progressiva 2098 m	142
Figura 5.18 - Comparação entre resultados do modelo analítico em estudo e dados de instrumentação para os deslocamentos horizontais para seção transversal da progressiva 2098 m	143
Figura 5.19 - Comparação entre resultados do modelo analítico em estudo e dados de instrumentação para os recalques superficiais da seção transversal localizada na progressiva 4445 m	144
Figura 5.20 - Comparação entre resultados do modelo analítico em estudo e dados de instrumentação para o perfil de recalques da seção transversal localizada na progressiva 4445 m	145
Figura 5.21 - Comparação entre resultados do modelo analítico em estudo e dados de instrumentação para os recalques superficiais da seção transversal localizada na progressiva 2275 m	156
Figura 5.22 - Comparação entre resultados do modelo analítico em estudo e dados de instrumentação para o perfil de recalques da seção transversal localizada na progressiva 2275 m	151

Figura 5.23 - Comparação entre resultados do modelo analítico e dados de instrumentação para os recalques superficiais da seção transversal localizada na progressiva 1008 m.....	148
Figura 5.24 - Comparação entre resultados do modelo analítico e dados de instrumentação para o perfil de recalques da seção transversal localizada na progressiva 1008 m.....	149
Figura 5.25 - Comparação entre resultados do modelo analítico em estudo e o deslocamento do teto do túnel obtido dos gráficos de Ut (Bureau, 1993) para o perfil de recalques da seção transversal localizada na progressiva 1020 m.....	149
Figura 5.26 - Comparação entre resultados do modelo analítico em estudo e o deslocamento do teto do túnel obtido dos gráficos de Ut (Bureau, 1993) para o perfil de recalques da seção transversal localizada na progressiva 1027 m.....	150
Figura 5.27 - Comparação entre resultados do modelo analítico e dados de instrumentação para o perfil de recalques da seção transversal localizada na progressiva 1048 m.....	150
Figura 5.28 - Comparação entre resultados do modelo analítico em estudo e dados de instrumentação para os recalques superficiais da seção transversal localizada na progressiva 1048m.....	151
Figura 5.29 - Comparação entre resultados do modelo analítico e dados de instrumentação para os recalques superficiais da seção transversal localizada na progressiva 1048m.....	151
Figura 5.30 - Comparação entre resultados do modelo analítico em estudo e dados de instrumentação para o perfil de recalques da seção transversal localizada na progressiva 1086m.....	152
Figura 5.31 - Locação geométrica da edificação danificada pela escavação (modificado - Bureau, 1993).....	153
Figura 5.32 - Detalhamento da rede de vigas de travamento da edificação do posto.....	154
Figura 5.33 - Análise dos danos induzidos à edificação do posto de combustíveis pela seção da progressiva 1027m.....	155
Figura 5.34 - Avaliações da edificação do posto de combustíveis segundo modelo de Boscardin & Cording (1989).....	156
Figura 5.35 - Análise dos danos induzidos aplicada a passarela subterrânea próxima à seção da progressiva 2275 m.....	157
Figura A.1 - Detalhamento da edificação do posto de combustíveis em relação ao túnel do metrô de Brasília.....	174
Figura A.2 - Bacia de recalques subsuperficial na profundidade 3,56 m.....	175
Figura A.3 - Deflexão para a edificação do posto de combustíveis.....	176
Figura A.4 - Obtenção de deflexão em sistemas CAD.....	177
Figura A.5 - Deslocamentos horizontais para seção 1027 m em diversos pontos.....	179
Figura A.6 - Classificação de danos para o caso apresentado.....	180

LISTA DE TABELAS

Capítulo	Página
Tabela 2.1 Percentual de demanda por método construtivo de 1990 a 1999 (modificado - Fontoura, 1995)	08
Tabela 3.1 Detalhes dos túneis e perfil do solo para os caso citados.....	58
Tabela 3.2 - Relações entre resistências não drenadas das anisotropias em estudo.....	65
Tabela 4.1 - Valores sugeridos de recalques absolutos e diferenciais (modificado - Burland et al., 1977)	86
Tabela 4.2 Relação entre categoria de danos e deformação limite de tração, ϵ_{lim} modificado - Boscardin & Cording, 1989)	88
Tabela 4.3 Classificação de danos visíveis em painéis de parede com referência à facilidade de reparo de reboco e reconstituição da alvenaria (modificado - Burland et al., 1977)	89
Tabela 4.4 - Critérios de danos pela distorção angular (modificado - Bjerrum, 1963)	96
Tabela 4.5 - Coeficientes de ponderação sugeridos.....	116
Tabela 5.1 - Pesos específicos ao longo do eixo do túnel (modificado - Luna, 1997)	134
Tabela 5.2 - Limites de Atteberg, umidade natural e grau de saturação ao longo do eixo do túnel (modificado - Luna, 1997)	134
Tabela 5.3 - Outros parâmetros geotécnicos ao longo do eixo do túnel (modificado - Luna, 1997)	135
Tabela 5.4 - Valores médios de K e i para cada subtrecho	135
Tabela 5.5 - Parâmetros adotados na análise de deslocamentos do maciço para as seções.....	139
Tabela 5.6 - Parâmetros adotados na análise de deslocamentos do maciço para as seções.....	147

LISTA DE ABREVIACÕES, NOMENCLATURAS E SÍMBOLOS

- a - Parâmetro da curva de densidade de escoamento com dimensão de comprimento;
- a - Raio do túnel;
- b - Parâmetro adimensional da curva de densidade de escoamento;
- B - Parâmetro relativo a b .
- c - Distância do teto ao ponto onde se mediu um recalque s_{max} ;
- c_u - Resistência ao cisalhamento não drenada do solo;
- d - Diâmetro de uma estaca;
- D - Diâmetro equivalente de um túnel;
- E - Módulo de Young;
- EA - Produto equivalente à rigidez relativa axial da viga ideal (edificação);
- EI - Produto equivalente à rigidez relativa de flexão (edificação);
- E_s - Parâmetro de rigidez representativa do solo obtido a partir do ensaio triaxial;
- E_u - Módulo de Young não drenado;
- F - Função cumulativa;
- g - Parâmetro gap;
- G - Módulo cisalhante;
- G_p - Espaço físico decorrente das diferenças geométricas entre seção escavada e o perímetro externo de uma máquina de escavação;
- H - Altura de uma viga-parede;
- H - Metade da largura do edifício;
- H - Deslocamento horizontal;
- H - Profundidade do eixo do túnel a partir da superfície do solo;
- i - Distância horizontal do eixo transversal de um túnel ao ponto de inflexão da curva de recalques;
- I - Momento de inércia da viga-parede;
- k - Fator de resistência ao corte do solo;
- km - Quilômetro;
- k_0 - Coeficiente de empuxo no repouso;
- l - Diferença z_0-z ;
- L - Comprimento de uma viga-parede;

L_d - Comprimento;
 LN - Linha neutra;
 M - Momento fletor;
 n - Parâmetro empírico adimensional de Atkinson & Potts (1977);
 N - Número de estabilidade do túnel;
 P - Carga pontual;
 P - Força axial em uma estaca;
 P_i - Pressão de suporte do túnel;
 P_v - Tensão efetiva vertical na linha do túnel;
 P_w - Poro-pressão na linha do túnel;
 r_1^2 - Coeficiente simplificador igual à soma $(x^2 + z_1^2)$;
 r_2^2 - Coeficiente simplificador igual à soma $(x^2 + z_2^2)$;
 R - Raio do túnel;
 s - Recalque absoluto de um ponto;
 s_c - Recalque estabilizado no teto do túnel;
 s_{max} - Recalque máximo;
 s_u - Resistência não drenada no eixo do túnel;
 s_v - Recalque de um ponto situado na vertical do eixo do túnel;
 t - Maior distância da linha neutra da viga-parede até a linha limite oposta;
 U - Deslocamento de um ponto em uma direção (direção indicada pelo subscrito);
 U_i - Deslocamento de intrusão na face do túnel;
 U_t - Deslocamento adimensional do teto do túnel;
 U_{3D}^* - Componente da deformação elasto-plástica tridimensional na face do túnel;
 v - Momento vertical em uma estaca;
 V_b - Volume de perda devido ao avanço do "shield";
 V_f - Volume de perda de solo na frente de escavação;
 V_g - Volume de perda pós-injeção da calda;
 V_l - Relação entre a perda de solo superficial e o volume de solo escavado do túnel;
 V_p - Volume de solo escavado do túnel;
 V_s - Volume da bacia de recalques superficial;
 V_u - Volume de perda pré-injeção de calda de cimento;

V_x - Volume de perda devido ao desalinhamento do "shield" no sentido vertical;
 V_y - Volume de perda devido ao desalinhamento do "shield" no sentido horizontal;
 x - Distância horizontal transversal do eixo do túnel;
 y - Coordenada no sentido longitudinal do túnel;
 y_f - Coordenada final de escavação;
 y_i - Coordenada inicial da face de escavação;
 z - Coordenada vertical ou profundidade de um ponto;
 z_0 - Profundidade do eixo do túnel;
 z_1 - Coeficiente simplificador igual à diferença ($z - H$);
 z_2 - Coeficiente simplificador igual à soma ($z + H$);

α - Rigidez relativa axial;
 β - Distorção angular ou recalque diferencial específico (NBR 6122);
 β - Ângulo relativo à ϕ ;
 δ - Recalque diferencial;
 δ - Parâmetro de longo prazo devido a deformação de forma oval do túnel;
 δ_x - Solo intruso devido ao movimento de massa;
 Δ - Deflexão;
 Δ - Diferença do raio externo do shield e o raio externo da calda do equipamento;
 ε - Perda de solo relativa em uma direção (coordenada indicada em subscrito);
 ε_{bmax} - Deformação máxima da fibra extrema de uma viga-parede;
 ε_{bt} - Deformação total de tração devido à flexão;
 ε_{dt} - Deformação total devido à distorção diagonal;
 ε_{lim} - Deformação limite de tração;
 ε_h - Deformação horizontal;
 ε_0 - Perda de solo equivalente;
 ε_θ - Deformação de tração para qualquer ângulo θ ;
 ϕ - Ângulo de atrito do solo;
 γ - Peso unitário do solo;
 η - Parâmetros empíricos adimensionais;
 k_a - Parâmetros empíricos adimensionais;

K - Parâmetro de largura;
 ν - Coeficiente de Poisson;
 ν_u - Coeficiente de Poisson não drenado;
 ρ - Rigidez relativa de flexão;
 σ_s - Sobrecarga de superfície;
 σ_z - Tensão geostática vertical atuante na cota do teto do túnel;
 σ_T - Pressão de suporte do túnel;
 θ - Ângulo;
 ζ - Folga do sistema de escavação mecânica;
 ω - Componente relativa à qualidade dos trabalhos manuais;
 Ω - Fator adimensional de deslocamento;

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

A Geotecnia é uma ciência muito importante na tomada de decisões técnicas em diversos tipos de obras civis. Em muitos casos de escavações subterrâneas a Geotecnia é a ciência fundamental. O projeto, a análise e a construção de uma escavação subterrânea devem ser conduzidos à luz dos conhecimentos estabelecidos e produzidos pela Geotecnia.

O Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília vem estudando e pesquisando a execução das obras de escavações subterrâneas do Metrô de Brasília, iniciadas no início da década de 90. Segundo Carvalho (1995) o túnel do Metrô de Brasília obrigou os profissionais envolvidos com este a um maior entendimento do comportamento geotécnico da Asa Sul, principalmente quanto à argila porosa que recobre toda esta área e grande parte dos solos do Distrito Federal. Inúmeras informações foram obtidas através da realização de uma vasta campanha de ensaios e pela instrumentação da construção do túnel, possibilitando a produção de estudos detalhados. Neste sentido realizaram-se as dissertações de mestrado de Teixeira (1994), Blanco (1995), Carvalho (1995) e Luna (1997), bem como diversos trabalhos publicados na literatura nacional e internacional, como Ortigão & Macedo (1993), Teixeira & Assis (1994), Farias & Assis (1996), Assis et al. (1997), Assis (1999b). Tais trabalhos tem uma exposição histórica detalhada do que foi a construção deste túnel.

1.1 OBJETIVO, METODOLOGIA E ESCOPO DESTA DISSERTAÇÃO

Os objetivos desta dissertação constam da análise dos danos induzidos em edificações por escavações subterrâneas, e no caminho deste objetivo principal o estudo dos deslocamentos induzidos no maciço de solo pelas escavações subterrâneas. Alguns casos documentados disponíveis foram usados, e também um caso verificado por uma visita "in loco" de avaliação de danos a estruturas subterrâneas foram feitas e registrados os seus estados de danos atuais.

Esta dissertação foi dividida em 6 capítulos. No Capítulo 1 (Introdução), faz-se uma breve exposição sobre o contexto da geotecnia, obras subterrâneas em meios urbanos e os conceitos fundamentais das obras subterrâneas. No capítulo 2, uma descrição dos métodos construtivos de túneis urbanos é apresentada, com o objetivo de relacionar a peculiaridade de cada método frente a sua interferência no maciço de solo pela indução de deslocamentos. No capítulo 3 são apresentados uma revisão bibliográfica dos métodos empíricos de controle das deformações geradas no maciço de solo pelas escavações subterrâneas e um estudo produzido por Loganathan & Poulos (1999), onde apresenta-se um método analítico para previsão e controle dos deslocamentos. No Capítulo 4, são feitas uma revisão bibliográfica dos métodos de avaliação dos danos induzidos em edificações por escavações subterrâneas existentes na literatura, e sobre os conceitos da área de fundações envolvidos. Nos Capítulo 5 são feitas as aplicações dos estudos apresentados nos Capítulo 4 e 5 para diversas seções do maciço de solo, e de 3 estruturas, uma edificação de um posto de combustíveis e 2 passarelas subterrâneas. No Capítulo 6 são apresentadas as conclusões a partir das análises realizadas e também são feitas sugestões para futuras pesquisas. Uma relação de referências bibliográficas é citada em ordem alfabética após o Capítulo 6. Finalmente é apresentado o Apêndice A, onde são detalhados alguns parâmetros e procedimentos necessários a formulações adotadas.

1.2 URBANIZAÇÃO E TÚNEIS

A tendência mundial de urbanização da população está presente em todos os países e, devido as condições de qualidade de vida oferecidas nas cidades, este processo é inevitável. A pressão por necessidade de infra-estrutura para melhor qualidade de transportes, serviços e lazer exercida sobre os governantes é cada vez maior.

O intenso processo de urbanização é, sem dúvida, o grande responsável pela demanda atual por obras subterrâneas nas grandes cidades brasileiras. Porém, tomando-se o exemplo de Belo Horizonte (2,5 milhões de hab.), de Brasília (1,8 milhões de hab.), de Curitiba (1,5 milhões de hab.), Fortaleza (1,8 milhões de hab.), de Salvador (2,2 milhões de hab.), segundo dados do IBGE (1999), são cidades que adotaram e estão construindo obras subterrâneas metroviárias. Brasília e Belo Horizonte, já construíram boa parte de sua malha metroviária. Curitiba, Fortaleza

e Salvador estão em fase de projeto e licitação, e diante disso, parece configurar-se uma nova fase das obras subterrâneas no Brasil, tendo demanda não só nas megalópoles, como São Paulo e Rio de Janeiro, mas também em cidades menos populosas, com menos de dois milhões de habitantes. Em países do primeiro mundo a execução de obras subterrâneas em cidades com 500 mil habitantes não são raras.

A ocupação do espaço de superfície em um meio urbano com alta densidade demográfica, acima de 5000 hab / km², por obras de infra-estrutura como pontes, viadutos e até mesmo novas avenidas, e ainda a necessidade de ampliação dos serviços urbanos traz uma diminuição significativa na qualidade de vida destas regiões urbanas. Seguindo a tendência mundial de conscientização ecológica e melhoria da qualidade de vida, a adoção de obras subterrâneas proporciona a liberação do espaço de superfície para usos mais nobres, como a construção de parques, praças ou mesmo apenas a melhoria do tráfego em uma grande avenida.

A interferência logística das obras subterrâneas no cenário urbano sem dúvida contribui para um aumento de novas possibilidades econômicas e como indutoras do desenvolvimento urbano (Carvalho, 1995). A demanda por obras subterrâneas não é grande somente nas áreas de transporte metroviário ou rodoviário. No cenário nacional e internacional cresce cada vez mais a demanda por obras subterrâneas para serem aplicadas nos serviços urbanos de abastecimento de água, coleta de esgoto doméstico e industrial, e instalação de sistemas de energia elétrica e de telecomunicações. Ressalta-se a falta de tradição do Brasil no uso de dutos para o transporte de combustíveis nas regiões urbanas.

Já em 1969 na edição do estado da arte de "Deep Excavations and Tunnelling in Soft Ground", ou Escavações Profundas e Execução de Túneis em Solos, Peck (1969) enunciava o crescimento de execução de obras subterrâneas em maciços de solo pouco competentes. Chega a usar a sentença proliferação dos túneis em solos, como se isso fosse uma praga. Nesta época reclama-se da pouca expressão da ciência mecânica dos solos nas decisões de execução de obras subterrâneas, que ficavam a cargo de construtores ou dos calculistas de concreto.

O cenário atual é outro quanto a influência da mecânica dos solos na construção de túneis. Segundo Mair (1998) os últimos anos foram marcados por importantes desenvolvimentos tanto teóricos quanto práticos da engenharia geotécnica aplicada aos túneis escavados em solos. Após os desenvolvimentos da engenharia geotécnica e de novas tecnologias construtivas, a tendência

hoje segundo vários autores são as pesquisas para o aprimoramento das técnicas e critérios de projetos adotados até então de maneira empírica.

1.3 CONCEITOS FUNDAMENTAIS DAS OBRAS SUBTERRÂNEAS

Pode-se conceituar obra subterrânea como aquela realizada no interior de um maciço de solo, ou rocha, e que tem grande parte da execução realizada no interior de uma cavidade, seja horizontal, vertical ou inclinada. Os túneis são obras subterrâneas horizontais e também as mais conhecidas. Uma obra subterrânea vertical é conhecida como "shaft" ou poço, onde uma cavidade vertical é aberta, com diversos objetivos, entre eles o de cavernas subterrâneas de armazenamento, por exemplo.

Para o bom entendimento dos capítulos de revisão bibliográfica torna-se necessário a definição de alguns conceitos que serão abordados, sendo alguns plenamente conhecidos do meio geotécnico e outros nem tanto. Os três principais objetivos de um projeto de obras subterrâneas em solos apontados por Peck (1969) e repetidos em Mair (1998) são :

- Estabilidade - O processo executivo, envolvendo escolha da seção transversal e a técnica de escavação devem ser compatíveis com as condições do maciço de solo, visando uma construção segura e econômica. A importância primordial está no controle da estabilidade da abertura inicial da seção, que deve ser prevista com antecedência, que se refletirá na instalação do suporte.
- Deslocamentos induzidos do maciço e seus efeitos - Este tópico é de fundamental relevância para as construções subterrâneas nos meios urbanos, onde a construção não pode gerar danos inaceitáveis nas estruturas e serviços presentes na sua adjacência. A previsão dos movimentos do maciço deve ser procedida e o seus efeitos potenciais nas estruturas e serviços avaliados.
- Desempenho do suporte - O suporte do túnel, seja temporário ou permanente, deve ser capaz de suportar os esforços que ele poderá estar submetido durante a sua vida útil. A previsão do carregamento de solo no suporte, as deformações e ocorrências adicionais, como a construção de um túnel nas proximidades deverão ser consideradas.

A execução de uma obra subterrânea pressupõe a abertura de uma cavidade no interior do maciço de solo, através de um processo de escavação. Usualmente algumas regiões são definidas

na configuração de um túnel, apresentada no corte longitudinal de um túnel na Figura 1.1. Algumas regiões são definidas a seguir :

- Teto do túnel - É exatamente a região mais alta do perímetro do túnel (em uma escavação vertical não é definido).
- Frente de escavação - É a região onde está sendo procedida a escavação. Como é chamada de frente, a região já escavada é chamada de calda.
- Diâmetro - É o diâmetro final do túnel. Na Figura 1.1 observa-se uma região não escavada, que posteriormente será parte da seção final do túnel.

Os conceitos apresentados são importantes e estarão quase sempre presentes nos estudos de obras subterrâneas, facilitando o entendimento da literatura.

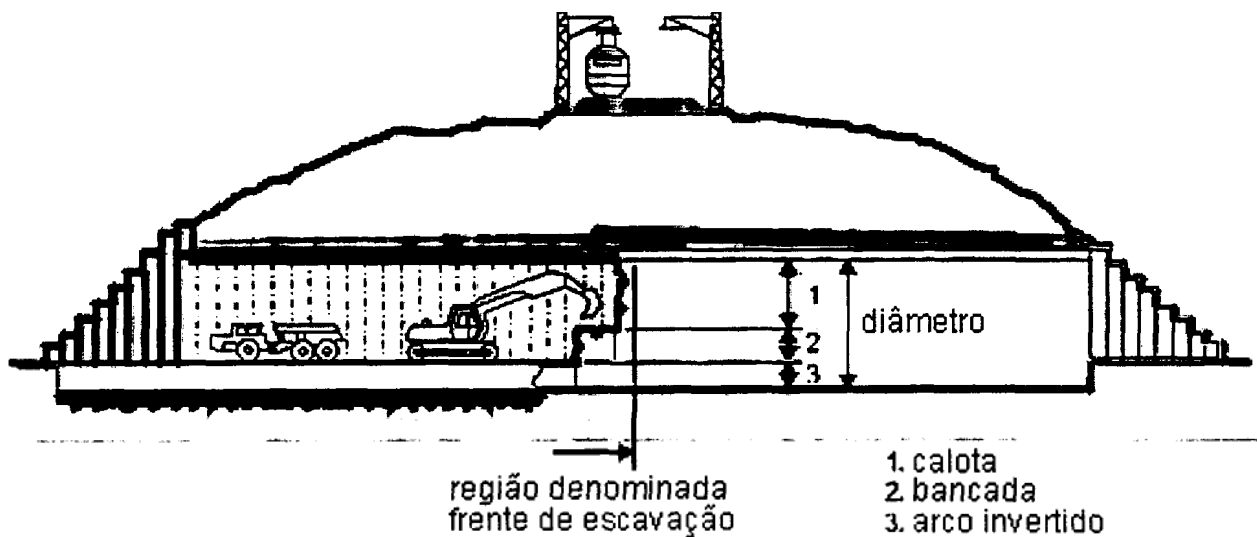


Figura 1.1 - Corte longitudinal de um túnel em execução (modificado - Sauer, 1998)

CAPÍTULO 2

MÉTODOS DE ESCAVAÇÃO E TÚNEIS URBANOS

Garantir a estabilidade da obra subterrânea não é garantir que não haverá outros problemas decorrentes da sua execução em meios urbanos (Peck,1969). Com esta afirmação pode-se dizer que os requisitos geotécnicos para o uso do espaço subterrâneo nos meios urbanos passam fundamentalmente, segundo Assis (1999), pelo entendimento do comportamento das estruturas subterrâneas e dos maciços circundantes e pelo uso de técnicas construtivas eficientes e confiáveis, para evitar ou minimizar os danos causados às estruturas próximas e os distúrbios gerados pelo processo construtivo.

As variáveis que condicionam tais fundamentos podem ser divididas em (Assis, 1999):

- O local das estruturas subterrâneas, com os tipos de formações geológicas e respectivas propriedades geotécnicas, tensões in-situ e hidrogeologia.
- Métodos construtivos, que irão determinar as trajetórias e os estados de tensões resultantes da seqüência de escavação e instalação do suporte.
- A finalidade e o modo de operação das estruturas subterrâneas, contemplando geometria, temperatura e vida útil da obra.
- Interação entre o material estocado e o maciço circundante, condicionada por reações químicas, poro-pressão e alteração das propriedades geomecânicas.

Nos meios urbanos a definição do método construtivo a ser adotado em uma escavação subterrânea terá importância fundamental na quantificação dos deslocamentos induzidos no maciço de solo e conseqüentemente na avaliação dos danos induzidos em edificações presentes nas adjacências da obra subterrânea. As técnicas construtivas de túneis urbanos em solos que dominam hoje o cenário internacional são (Fontoura, 1995):

- Métodos de Escavação Seqüencial
- Métodos Mecanizados

Os métodos mecanizados e os métodos de escavação seqüencial podem ser considerados como escavações subterrâneas propriamente ditas, onde a execução se inicia a partir de uma trincheira ou "shaft" (poço) e o túnel é construído no interior de um maciço de solo, sempre com uma camada de solo sobrejacente à escavação. Nos métodos de escavação seqüencial se enquadra o difundido NATM – New Austrian Tunnelling Method – desenvolvido e aplicado primeiramente na Europa.

Outro método construtivo de túneis é a chamada técnica "cut-and-cover", onde ao longo do eixo longitudinal do túnel é aberta uma trincheira no maciço de solo em que o túnel será construído, com posterior execução da estrutura de suporte, sendo a estrutura posteriormente coberta com solo. Este método não se enquadra nas designações anteriores, já que há a característica de obra executada a céu aberto durante a construção. Este tipo de execução não tem as mesmas implicações teóricas e práticas das escavações subterrâneas propriamente ditas.

Para os meios aquáticos há a possibilidade de execução de túneis imersos que são apoiados no fundo do corpo d'água, com sistema de ancoragem no maciço de solo ou rocha do meio aquático (Figura 2.1). Ainda existe o grupo dos túneis flutuantes submersos que são concebidos para funcionar de forma flutuante nos meios aquáticos. Estes últimos não fazem parte deste estudo. A Tabela 2.1 mostra os métodos executivos adotados em construções subterrâneas em alguns países.

O objetivo principal dos itens deste capítulo é apontar metodologias adotadas no projeto de túneis para a minimização dos deslocamentos induzidos no maciço pela escavação durante o processo executivo. Para tanto serão apontadas algumas características dos métodos executivos, sem a pretensão de definir um procedimento para fazer a opção da execução da obra por um ou por outro método, tão pouco indicar qual destes métodos é o melhor ou mais eficiente.

2.1 MÉTODOS DE ESCAVAÇÃO SEQÜENCIAL

Nos métodos de escavação seqüencial o túnel é escavado em etapas através de equipamentos móveis, onde a escavação não é aplicada à seção total do túnel. Os métodos de escavação seqüencial a serem abordados por este estudo e encontrados sistematizados na

literatura são o NATM e uma derivação deste denominada internacionalmente por Método "Umbrela", ou enfilagens de face.

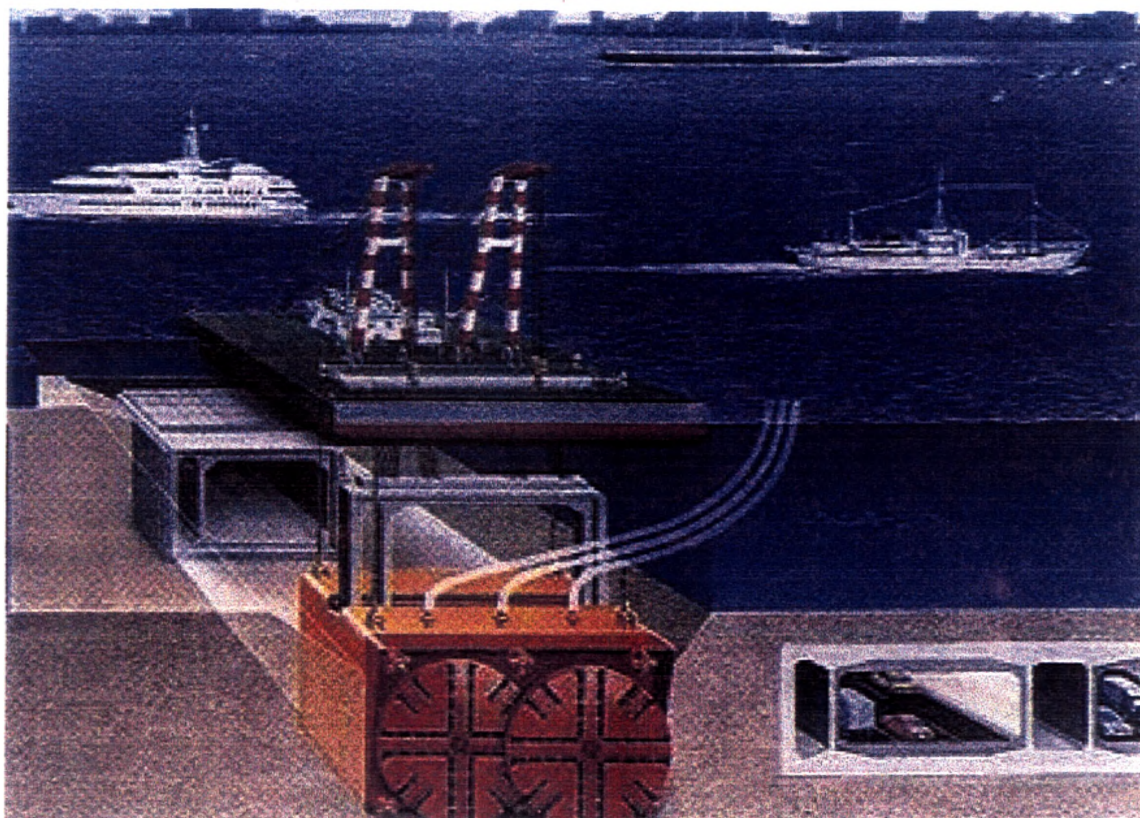


Figura 2.1 - Perspectiva artística de túneis imersos

Tabela 2.1 - Percentual de demanda por método construtivo de 1990 a 1999 (modificado - Fontoura, 1995)

País	Material Escavado		Método Construtivo (%)			
	Túneis em solos	Túneis em rochas	Escavação Mecanizada	NATM	Cut-and cover	Imersos
Alemanha	70	30	30	55	15	
Dinamarca	100		65			35
Holanda	100		20		55	25
Inglaterra	90	10	90	6	4	
Rep. Tcheca	20	80	85	15		
Egito	100		90		10	
Índia		100		100		
Tailândia		100		100		
México	75	25	70	25	5	

O método de escavação sequencial pode ser considerado um método observacional, pois permite modificação no projeto e na construção durante a escavação. As escavações mecanizadas também adotam a monitoração da obra, e podem também ser consideradas métodos observacionais. Segundo Eisenstein (1999) o progresso dos métodos observacionais se deu graças ao rápido desenvolvimento da eletrônica, processamento de dados e técnicas de medição em geral que foram gradativamente sendo aplicada às técnicas de escavações. O métodos observacionais aplicados à túneis têm três objetivos principais:

- Verificação e retroanálises de projeto, onde considerações de projeto são checadas e modificadas durante a escavação do túnel, com conseqüências positivas para segurança e economia do projeto;
- Garantia da qualidade construtiva, como método para garantia das especificações de projeto e durabilidade da construção;
- Sistemas de alarme contra falhas e colapsos, para eventos que podem ocorrer sem indicações iniciais, o método observacional serve como um sistema de alarme , desde que as medidas de campo sejam continuamente interpretadas.

2.1.1 NATM – NEW AUSTRIAN TUNNELLING METHOD

Como parte da evolução dos sistemas construtivos de obras subterrâneas, o NATM foi introduzido em 1950 por L. von Rabcewicz na Áustria, e somente divulgado mais tarde em 1964 por Rabcewicz, citado por Ortigão (1994).

Os conceitos envolvidos nesta técnica construtiva revolucionaram a indústria de túneis, principalmente por terem tornado o suporte muito mais leve como conseqüência da consideração do maciço de solo como elemento de suporte. O método de escavação NATM pode ser descrito pelas seguintes características principais:

- Os avanços da frente de escavação são sucessivos, ocorrendo imediatamente após cada avanço a instalação do suporte da região escavada, pois o solo é dotado de um tempo de autosustentação.
- A forma da seção escavada deve ser sempre uma forma ovóide. Segundo Sauer (1998) são estas últimas as características básicas do NATM.

- É fundamentalmente um método observacional, portanto deve ser acompanhado de boa instrumentação. Denominado também método das deformações controladas, pois ocorrem invariavelmente devido à concepção do uso da autosustentação do maciço de solo.
- A escavação pode ser executado em solos saturados, dependendo das condições de poropressão e permeabilidade, não sendo necessário que o solo esteja sob condições secas.
- A escavação do túnel é executada através de máquinas escavadeiras, ou equipamento apropriado ao tipo de solo, que são operados por homens no interior da cavidade.
- Faz-se uso também da autosustentação da face do túnel, onde a estabilidade é obtida sem nenhum suporte artificial. Quando necessário, uma região central do núcleo é mantida para garantir a estabilidade. Tal recurso é obtido pela seqüência de escavação da face.
- O tipo de solo determinará o espaçamento entre as estruturas de suporte, em geral treliças metálicas, posteriormente preenchidas de concreto projetado.
- É um método de alta flexibilidade, podendo desenvolver traçados arrojados.

No NATM, a seção final do túnel pode ser escavada de forma total, ou parcializada. A parcialização da escavação do túnel pode ser definida pela escavação aplicada em uma seção contida na seção final do túnel, e suportada provisoriamente como se esta fosse mesmo um túnel. O recurso da parcialização da seção é usado quando se quer maior segurança quanto a estabilidade geral da construção ou, devido à presença de estruturas e serviços urbanos nas adjacências da escavação, haver a necessidade da minimização dos deslocamentos induzidos pela escavação.

Durante o processo de escavação ocorrem deslocamentos no contorno da escavação, chamados de perda de solo, que é uma diminuição da seção escavada, e no maciço de solo, sendo estes deslocamentos resultados da perda de solo no túnel, somado a contribuição da alteração do estado de tensões induzidos pela escavação. A perda de solo é um importante parâmetro de projeto para previsão de deslocamentos induzidos, como será visto no Capítulo 3. Portanto, para minimização dos deslocamentos no maciço pode-se intervir nos parâmetros de projeto, que podem ser descritos pelos itens a seguir:

- Balanço, isto é, distância do suporte ativado até a frente de escavação;
- Seqüência de escavação de regiões da seção, onde o núcleo central é mantido até que o suporte tenha sido totalmente ativado;

- Aumento da rigidez do suporte;
- Parcialização da seção de escavação, onde seções menores são escavadas separadamente, denominadas de galerias laterais ou side drift, onde em seguida é instalado suporte provisório. Os itens anteriores podem ser modificados para cada galeria lateral.

O processo de parcialização pode ser executado em várias galerias laterais, que tem a função de reduzir principalmente a perda de solo. A Figura 2.2 e a Figura 2.3 exemplificam a execução do método NATM em seção final e em parcializações.

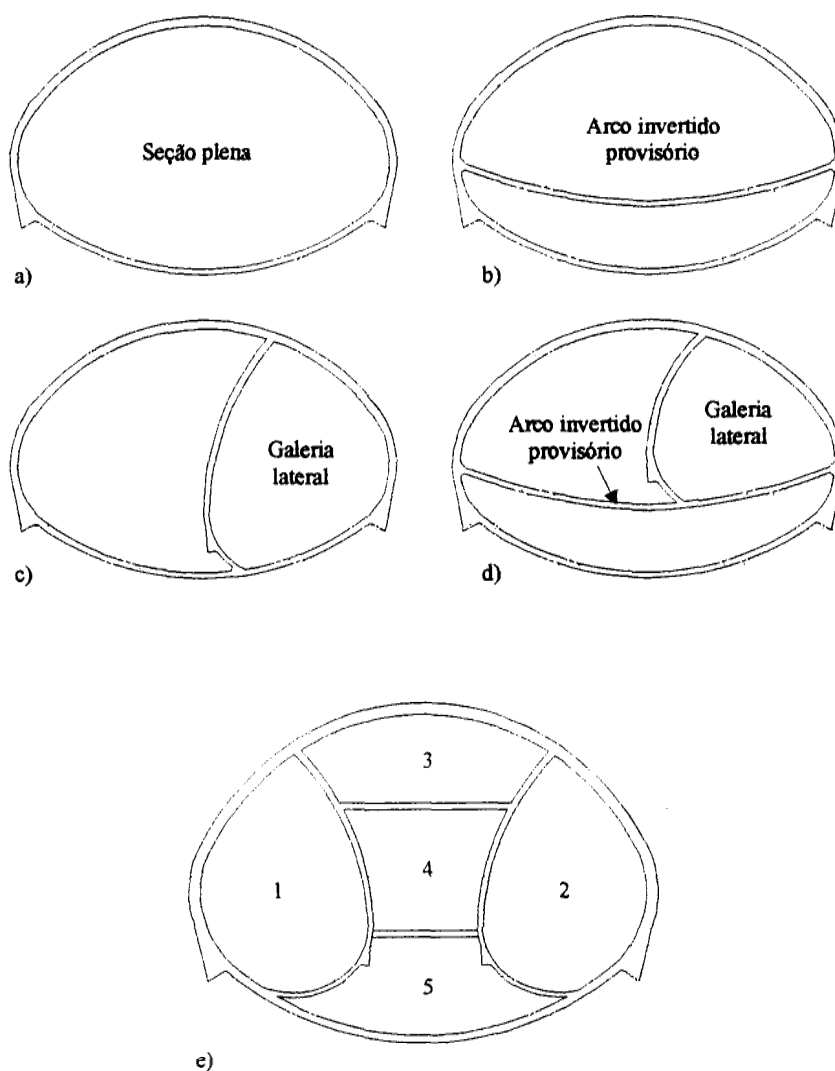


Figura 2.2 - Exemplos de execução da escavação no método NATM: (a) Seção plena; (b) Arco invertido provisório; (c) Uma galeria lateral; (d) Uma galeria lateral com arco invertido provisório; (e) Várias câmaras de parcialização.

Pode-se resumir descritivamente o procedimento da escavação de uma seção com parciaisizações :

- i) Procede-se a escavação das galerias laterais parciais;
- ii) A estrutura de suporte destas seções menores é ativada;
- iii) Completa-se a escavação, instalando-se o suporte da seção final;
- iv) Faz-se o corte dos suportes das galerias parciais após a ativação do suporte final.

Este é um procedimento normalmente adotado em escavações de grandes seções, quando da construção das estações subterrâneas por exemplo, como mostra a Figura 2.2e.

A parciaisização da seção é um método eficiente, porém pode se tornar relativamente dispendioso para aplicação como recurso de redução de deslocamentos induzidos. Moraes Jr. (1999) desenvolveu um estudo numérico tridimensional para avaliação do comportamento de túneis escavados em solos mediante a diversos tipos de parciaisizações, concluindo que as técnicas de parciaisização podem reduzir os deslocamentos induzidos no maciço.

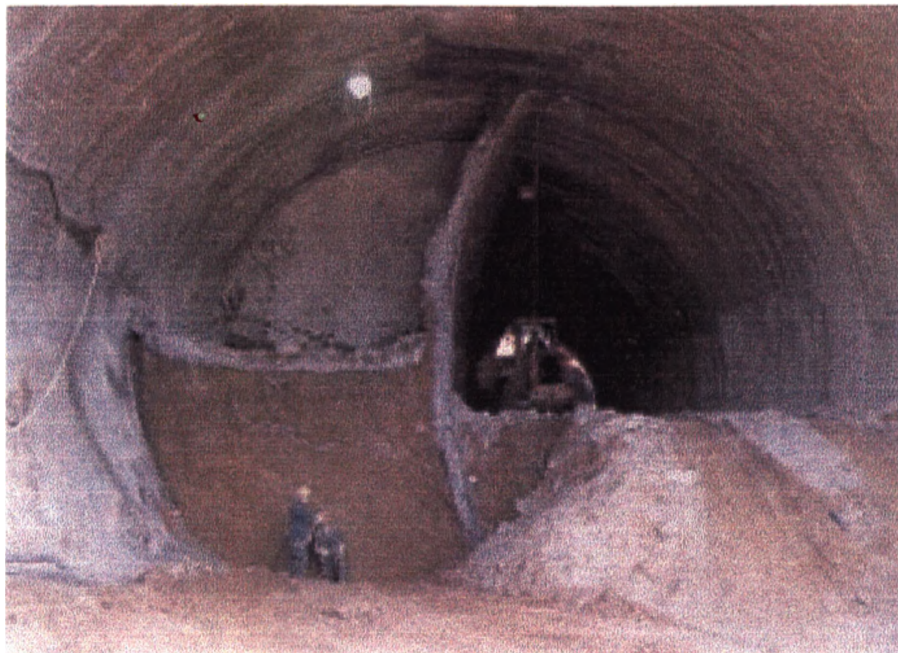


Figura 2.3 - Escavação de um túnel pelo método NATM usando galeria lateral e arco invertido provisório

2.1.2 NATM E PRÉ-SUPORTE

No método NATM pode ser necessário a execução de estruturas de pré-suporte anteriormente à escavação, principalmente devido à baixa competência do solo a ser escavado. Internacionalmente, principalmente na Itália e no Japão, a execução de um determinado pré-suporte é denominado por método "Umbrella", que tem como característica fundamental a execução de um arco de sustentação do teto do túnel previamente aos trabalhos de escavação, obtido pela instalação de enfilagens rígidas ou ainda usando a técnica de "jet-grouting". Se enquadra nos métodos seqüenciais de escavação, sendo muito mais uma derivação do método NATM do que um método originalmente desenvolvido.

Se justifica sua apresentação, por ser este um método de técnicas eficientes na garantia da estabilidade da face do túnel e na redução da propagação dos deslocamentos induzidos no maciço de solo devido à escavação subterrânea, segundo Harazaki et al. (1998). Particularmente, sua aplicação tem crescido no Japão, principalmente nas áreas urbanas. Sua aplicação se justifica ainda devido às tendências geométricas dos projetos de túneis atuais, que vem tendo a seção transversal aumentada, os denominados túneis de grande seção, túneis projetados com menor cobertura de solo, e mesmo os túneis de áreas de seções transversais normais tem se apresentado cada vez mais achatados, isto é com maiores larguras sem aumento da altura.

A execução do arco de sustentação se dá pela inserção de elementos metálicos tubulares, que têm inclinação longitudinal levemente superior àquela dada pelo alinhamento da seção transversal do túnel, com posterior injeção de calda de cimento para consolidação do solo no entorno do arco. A seqüência construtiva pode ser separada nas seguintes fases:

- Fase 1: Instalação do arco tipo "umbrella" (pré-suporte);
- Fase 2: Escavação da região abaixo do arco;
- Fase 3: Instalação do suporte no perímetro do túnel.

O processo de escavação da fase 2 pode ser executado de forma parcializada como no NATM e a seqüência de escavação pode também ser adotada para redução dos deslocamentos induzidos no maciço de solo. A fase 3 deve ser executada rapidamente, afim de reduzir as deformações no sistema de arco provocadas por momentos. A Figura 2.4 ilustra o método e as fases executivas até aqui descritas.

A inserção de elementos rígidos com o objetivo de aumentar a segurança da escavação é uma metodologia auxiliar tradicionalmente adotada no método NATM. É solução imediata para regiões onde deslocamentos ou desmoronamentos localizados do teto do túnel tem a possibilidade de ocorrer. Tal recurso foi aplicado na construção dos túneis do complexo viário Maria Maluf, em São Paulo, segundo Targas & Mitsuse (1997). Margarido et al. (1997) também descrevem o uso de medidas corretivas durante o processo construtivo dos túneis do complexo viário Ayrton Senna, executados pelo método NATM, devido à existência de camadas de areias no teto do túnel não previstas nas análises iniciais devido a alteração do traçado inicial do túnel.

Segundo Harazaki et al. (1998) a aplicação do método "Umbrella" em maciços de solo competentes diminui os deslocamentos iniciais que ocorrem com o avanço da frente de escavação e aumenta a sua estabilidade. O carregamento à frente da face de escavação é transferido ao arco construído, que reage no maciço de solo na parte anterior da face. Este fato provocará um pico de carregamentos do sistema de suporte nesta parte anterior após a instalação do suporte no perímetro da escavação. A aplicação em maciços de solo não competentes poderá não ter grandes ganhos na redução dos deslocamentos induzidos durante o processo de construção do túnel.

Pode-se concluir que o método "Umbrella", principalmente devido ao seu uso inicial para reforço de escavações pelo método NATM, é ainda muito mais um pré-suporte para execução de uma escavação seqüencial que um método de escavação. Mesmo segundo Harazaki et al. (1998) a literatura carece de avaliações do desempenho deste método e soma-se o fato da falta de uma metodologia racional de projeto.

2.2 MÉTODOS DE ESCAVAÇÃO MECANIZADOS

O conceito de escavação mecanizada utilizando shields foi proposto e patenteado por M.I Brunel em 1818, sendo que a partir de 1960 a técnica passou a ser constantemente aplicada em obras subterrâneas. Atualmente, segundo Nieble (1995), as atenções da ciência nesta área, estão voltadas para o aperfeiçoamento e novas aplicações de tecnologias no aperfeiçoamento da técnica, principalmente nos sistemas de escavação mecanizada. Inclui-se nestas pesquisas todos os materiais e tecnologias usados na logística destes sistemas, desde o desenvolvimento de

polímeros para aplicação em sistemas de contra-pressão até a eletrônica de precisão para sensoriamento das grandezas e processos envolvidos .

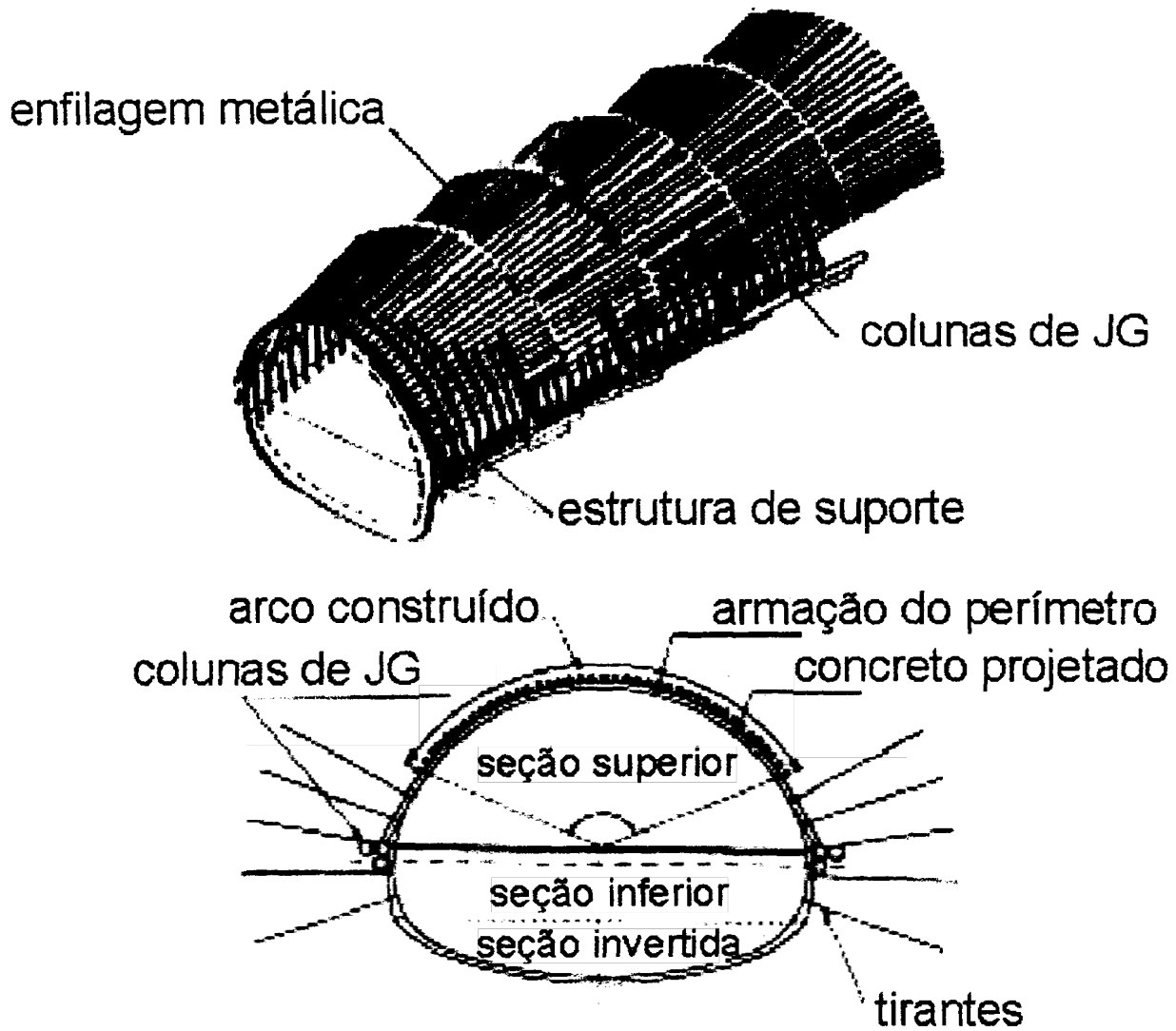


Figura 2.4 - Perspectiva das estruturas constituintes de uma execução do método "Umbrela" (modificado - Harazaki et al., 1998)

Nestes métodos uma máquina de seção plena, isto é, na geometria final do túnel é responsável pela escavação. Inseridos nesta classificação estão os TBMs (Tunnelling Boring Machine), que são shields de frente fechada com dispositivos mecânicos de escavação automáticos, e os shields com sistema de avanço hidráulico e pneumático, denominados "pipe-jacking". A diferença básica entre estes é a forma de escavação, sistema de avanço e o nível de automação. Os dois tipos citados podem ainda diferenciar-se entre si pela existência ou não da pressão de balanceamento usando lama bentonítica com função de suporte do maciço de solo da frente de escavação e minimização dos recalques superficiais. Caracterizam-se pela boa produtividade, relacionada à velocidade de avanço, e baixa flexibilidade do traçado, apesar de já existirem máquinas articuladas para possibilitar traçados mais acentuados. A Figura 2.5 mostra um sistema de avanço usado em escavações mecanizadas.



Figura 2.5 - Sistema de avanço através de macacos hidráulicos de uma escavação mecanizada pertencentes a um shield de escavação subterrânea.

As máquinas de escavação tem seus diâmetros variando desde alguns centímetros até dezenas de metros, podendo ser classificada segundo dois aspectos: quanto a presença de tripulação, segundo Negro Jr. & Coutinho (1994) e conforme as características técnicas, que incluem a forma de escavação e avanço, tipo do sistema de aplicação de contra-pressão, e nível de automação, entre outros. Este último aspecto é abordado por diversos autores e apresenta-se uma separação de máquinas segundo Barra (1995).

As máquinas de escavação podem ser controladas fora da cavidade, e isto se dá em geral para túneis de diâmetros menores que 2 m. A presença de homens no interior da máquina pode ser inviável devido ao seu diâmetro. Os túneis executados tem em geral pequeno diâmetro, variando de alguns centímetros com o objetivo de cabeamento de sistema de energia elétrica ou telecomunicações, até diâmetros em torno de 1 m, para uso de indústrias no transporte de materiais por exemplo, e uso nos sistemas de abastecimento de água e esgoto. Estes túneis também são denominados de micro-túneis, ou originalmente por "trenchless technologies", que foi a tecnologia desenvolvida a partir dos anos 80 para adequação de obras necessárias aos sistemas de serviços urbanos com menor interferência na rotina de um centro urbano. Pode-se dizer que os túneis não tripulados tem implicações teóricas diferentes e menos complexas que os túneis de maior diâmetro e não são objeto deste estudo.

Pode-se classificar as máquinas de escavação usada nos métodos mecanizados. Barra (1995) as separa em 6 tipos de máquinas. O "Blind Shield", ou shield de frente cega, tem uma pequena abertura na frente de escavação por onde o solo é retirado, de acordo com a velocidade de avanço. Indicado para solos competentes, podendo chegar a siltes com pouca areia, não submerso. O "Hand-Digging Shield", ou shield de frente aberta, com teto em semicírculo e a escavação é feita por uma máquina independente no interior do shield, como um escarificador. Indicado também para solos competentes, não submersos (Figura 2.6).

A classificação de "Shield Semi-Mecanizado", é para máquina que também tem a frente aberta, separada por dois segmentos destinados à escavação e recuperação do material escavado, em compartimentos distintos. Indicado também para solos competentes, não submersos.

Um tipo especial de máquina com frente fechada, o "Slurry Shield Machine" (BS), é dotado de sistema de injeção de lama bentonítica chamado de contra-pressão. Pode usar também outro polímero e tem por objetivo criar estabilidade da frente de escavação e controlar os deslocamentos. Bombas de alta capacidade fazem o transporte da lama e do solo escavado e um sistema externo cuida da recuperação da lama. Indicado para trabalho em solos instáveis com a presença predominante de seixos e areias grossas. O transporte da mistura lama bentonítica e material escavado é feito através de bombas de grande capacidade de vazão.

Também com a frente fechada, o "Earth Pressure Balanced Shield" (EPB), é dotado de um sistema de aplicação de contra-pressão, ocorrendo pressurização da cabeça cortante, não sendo

necessária pressurização de todo o túnel para conferir estanqueidade. A aplicação da contra-pressão é automatizada e sensores de pressão instalados na superfície do shield fazem o acompanhamento do equilíbrio entre o maciço escavado e a máquina (Figura 2.7).



Figura 2.6 - Vista interna de uma shield de frente aberta, ou hand-digging shield, em operação

O TBM - "Tunnel Boring Machine" - nomenclatura que se aplica aqueles shields mecanizados, com alto nível de automatização, controle de contra-pressão e velocidade de avanço. A máquina é dotada de "roller bits", que são cortadores de rocha ou solo, que tem movimento de rotação e ainda translação devido à rotação da frente de escavação. O sistema de pressurização da cabeça cortante é localizado e permite o trabalho de homens no seu interior, sem a necessidade de câmaras de compressão e descompressão. Para as máquinas de escavação em solos ou rochas muito fraturadas é equipado com sistema de instalação de suportes pré-moldados, executados através de macacos hidráulicos. O sistema de injeção de lama e injeção de calda de cimento são equipamentos existentes nestas máquinas. Seu uso se dá desde rochas duras, até solos moles e é aplicável para o uso em situações onde as outras máquinas ou métodos não se aplicam. A Figura 2.8 apresenta um exemplo de TBM de grande diâmetro.

Einsenstein (1999) classifica o uso das máquinas de escavação descritas quanto ao conceito empregado na aplicação da contra-pressão. As máquinas EPB, "earth pressure balance", ao escavarem o solo fazem sua remoção pelo interior da frente de escavação e a contra-pressão é aplicada mecanicamente, estas máquinas apenas podem trabalhar em termos de tesões totais ou

tensões efetivas, não suportando pressão de água no seu interior. As máquinas BS, "bentonite slurry", aplicam a contra-pressão hidráulicamente e portanto podem trabalhar tanto em termos de tensões totais como suportar poro-pressão. Portanto, para solos secos ou solos saturados finos, a máquina EPB é adequada. Para o demais solos, e solos com considerável fluxo de água é indicado o uso das máquinas BS.

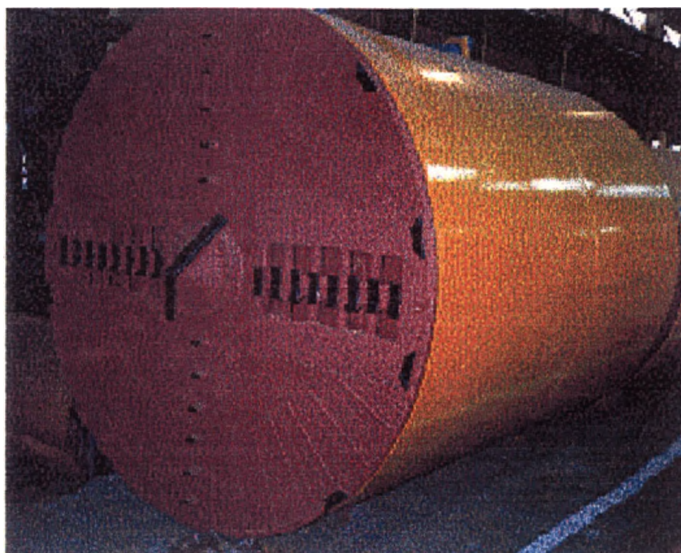


Figura 2.7 - Perspectiva da máquina denominada "Earth Pressure Balanced Shield"

A indústria de produção de TBMs teve um considerável crescimento e há um grande número de modelos para execução de escavações subterrâneas através do uso destas máquinas. Os métodos mecanizados são largamente aplicados na construção de obras subterrâneas, principalmente no Japão devido ao intenso uso do espaço de superfície deste país, tão urbano quanto densamente povoado. Os países europeus também fazem largo uso da escavação mecanizada, principalmente França, Itália e Alemanha.

Kaalberg & Hentschel (1999) descrevem um sistema de escavação por um TBM com alto nível de automação e controle, onde sensores de recalques foram instalados nas edificação adjacentes à escavação e os dados de recalques foram enviados para um sistema de processamento que regulava a injeção de calda de cimento e o sistema de contrapressão para que a perda de solo não passasse de 0,5 % simultaneamente à escavação.

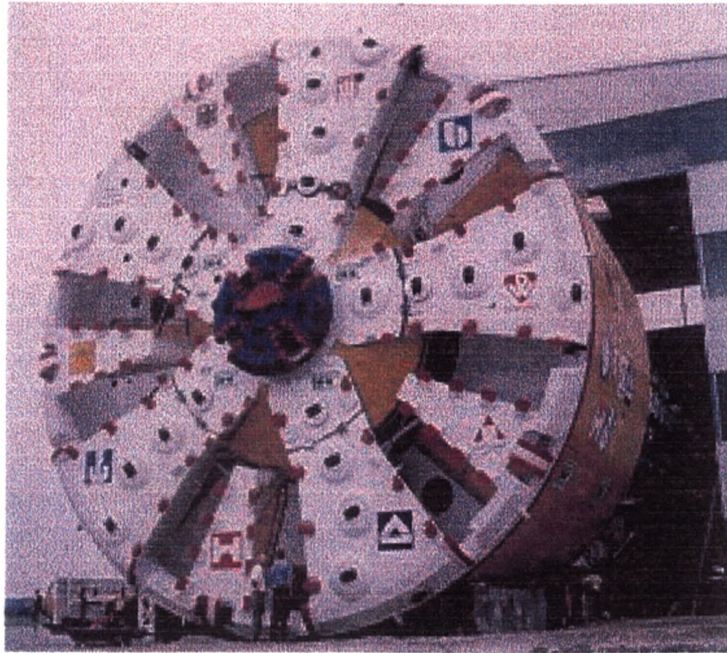


Figura 2. 8 - Vista frontal de um TBM de grande diâmetro

A principal ferramenta de TBMs em construções de túneis em meios urbanos é a aplicação da contra-pressão para minimização dos recalques como já visto. Para uma avaliação desta vantagem seja a proposta de Broms & Bennermark em 1967, citado por Mair (1998) que definiram o número de estabilidade N , que pode avaliar a contribuição da presença da contra-pressão aplicada por um "shield" na estabilidade da escavação:

$$N = \frac{(\sigma_s + \gamma \cdot z_0 - \sigma_T)}{s_u} \quad (2.1)$$

Onde:

γ é o peso específico do solo;

z_0 é a profundidade do eixo do túnel;

σ_s é a sobrecarga de superfície;

σ_T é a pressão de suporte do túnel;

s_u é a resistência não drenada no eixo do túnel.

Como pode ser visto na Eq. 2.1 a contra-pressão tem influência importante na estabilidade durante a escavação do túnel. Em certos casos, deve-se até ter cuidados especiais para não haver soerguimento quando da sua aplicação. Segundo avaliação de casos históricos de túneis e galerias, quando $N \geq 6$ há a instabilidade da escavação. Segundo Ribeiro Neto (1999), o limite para N é variável para diferentes profundidades, e para o caso de túneis rasos, com cobertura de solo menor que um diâmetro do túnel, a instabilidade pode manifestar-se para $N \geq 3$.

Pode-se concluir o Capítulo 2 usando algumas considerações de Einsenstein (1999), onde a seleção apropriada do método construtivo envolve duas abordagens básicas:

- Selecionar o método construtivo de acordo com as condições geotécnicas do solo; e
- Condicionar o solo para tornar possível a execução de um método construtivo.

Escolher um método construtivo apropriado para uma escavação nos meios urbanos trará benefícios importantes no controle dos deslocamentos induzidos no maciço e conseqüentemente na minimização dos danos induzidos às estruturas adjacentes. Esta opção é mais técnica e passa atualmente muito mais próxima da ciência.

Condicionar o solo depende muito da experiência e habilidade do construtor e da qualidade dos trabalhos executados. Estes métodos resistem ao desenvolvimento e não tem uma metodologia racional desenvolvida e sua aplicação em obras ainda se mantém extremamente empírica (Einsenstein, 1999).

CAPÍTULO 3

ESTUDO E PREVISÃO DE DESLOCAMENTOS DEVIDO A UMA ESCAVAÇÃO SUBTERRÂNEA

Construções subterrâneas em áreas urbanas devem ser precedidas de projetos de proteção para estruturas antigas e tubulações de serviços urbanos, sendo para tanto essencial a previsão dos deslocamentos induzidos no maciço de solo pela escavação subterrânea.

Segundo Loganathan & Poulos (1998) os engenheiros responsáveis pelo projeto e a construção de túneis devem possuir alguma técnica para estimar o potencial de movimentação induzida, para que possam acessar a possibilidade de edificações vizinhas estarem sujeitas a deformações adicionais em suas estruturas.

Muitas abordagens foram usadas na previsão de deslocamentos induzidos associados à construção de túneis. As abordagens podem ser divididas, segundo Loganathan & Poulos (1999), em métodos empíricos, métodos numéricos e métodos analíticos.

A seguir são apresentadas as formas de deslocamentos induzidas ao maciço de solo devido a escavação subterrânea e, posteriormente, alguns métodos de previsão de deslocamentos são descritos.

3.1 PADRÕES DE DESLOCAMENTO DEVIDO À ESCAVAÇÃO SUBTERRÂNEA

Além do volume de perda de solo que se propaga gerando a bacia de recalque, alterações do estado de tensões ocorridos no maciço de solo pela escavação e a eventual alteração na poropressão gerada pelo método construtivo também são causas dos deslocamentos no maciço de solo.

Yamaji & Kochen (1998) detalham as parcelas do volume da perda de solo V_p para uma escavação mecanizada como:

$$V_p = V_f + V_b + V_x + V_y + V_u + V_g \quad (3.1)$$

Onde:

V_f é o volume de perda de solo na frente de escavação;

V_b é o volume de perda devido ao avanço do "shield";

V_u é o volume de perda pré-injeção de calda de cimento;

V_g é o volume de perda pós-injeção da calda;

V_x e V_y são volumes de perda devido ao desalinhamento do "shield" no sentido vertical e horizontal, respectivamente.

Lee & Rowe (1991a) descrevem os vazios deixados entre o "shield" de escavação e o solo pela introdução do parâmetro gap, conforme mostrado na Figura 3.1.

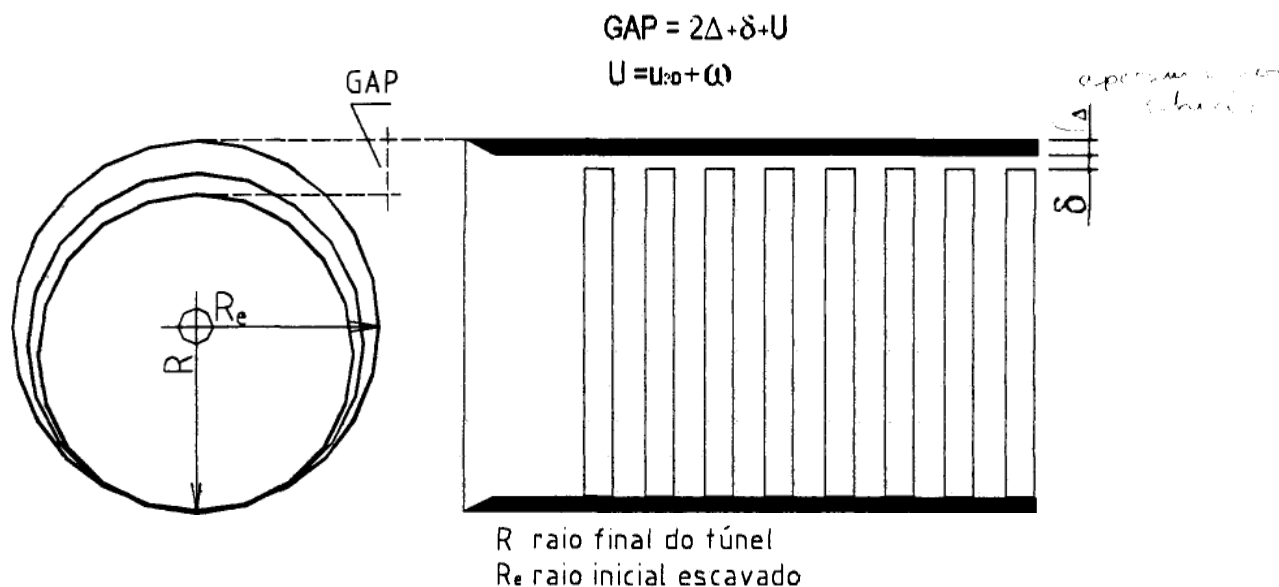


Figura 3.1- Parâmetro gap (modificado - Lee & Rowe 1989)

Para o caso de escavação seqüencial, especificamente o NATM, ocorrem simplificações das parcelas de V_p , V_x e V_y que podem ser desconsideradas, já que não existe a máquina de escavação. Porém a escavação seqüencial pelo método NATM traz outras implicações práticas para a produção da perda de solo, devendo-se considerar, por exemplo, o tempo de ativação do sistema de suporte. A seqüência construtiva da instalação do suporte, para a consideração do seu instante de ativação, pode ser resumida em :

- i) Instalação da estrutura metálica do suporte;
- ii) Tempo de lançamento e pega do concreto projetado;
- iii) Deslocamentos elásticos do sistema de suporte (concreto mais armadura).

Os deslocamentos elásticos inerentes ao suporte já ativado podem ser considerados desprezíveis para o caso de aplicação de construções subterrâneas aos meios urbanos, já que os deslocamentos ocorridos durante a fase de escavação são muito maiores.

As perdas de solo podem ainda ser detalhadas segundo o seu ponto de ocorrência em relação ao avanço da frente de escavação:

- Na frente do túnel, antes da passagem da face;
- Exatamente sobre a face;
- E na cauda do shield após a passagem da face.

A perda de solo na cauda do shield, se refere também, a perda de solo desenvolvida antes da ativação final do sistema de suporte, que inclui a ação das injeções de cauda de cimento para preenchimentos de vazios entre o sistema de suporte e o solo, e equivale, no método NATM à região entre a frente de escavação e a primeira linha de suporte ativado, denominada de balanço.

Os modelos de previsão de bacia de recalque que serão apresentados, que assumem a perda de solo como parâmetro inicial, consideram os deslocamentos ocorrendo a volume constante, isto é, ao tomar-se uma região do maciço estudado, esta não varia de volume devido aos deslocamentos. Apesar da obtenção de bons resultados, tal hipótese desconsidera eventuais efeitos de dilatação e contração de uma determinada massa de solo.

3.2 PREVISÃO DE DESLOCAMENTOS

Segundo Shirlaw et al. (1994) a previsão da magnitude e da forma dos recalques resultantes de um processo construtivo de um túnel é o aspecto principal do projeto de túneis em ambientes urbanos. Tais previsões são usadas para determinar a necessidade de reforços de fundações e suas formas de execução de acordo com as características do solo e das estruturas de edificações adjacentes. Os trabalhos de proteção, devido aos deslocamentos induzidos no maciço de solo, podem formar parte importante do custo do processo construtivo, portanto a acurácia das previsões podem ter significativa influência no custo total do projeto.

As previsões de recalques tem geralmente caráter empírico, tomando-se dados de construções de túneis anteriores em condições similares ou usando métodos de previsão baseados no conceito de perda de solo ou na medida do recalque máximo induzido. Os casos

anteriores podem ser usados diretamente na previsão empírica ou como modo de confirmar ou referenciar hipóteses e simplificações inerentes a um modelo numérico. Muitos dados empíricos de recalques sobre túneis cobrem apenas o período onde a atividade construtiva estava acontecendo. Estes dados são os recalques imediatos, porém podem ocorrer recalques de longo prazo, não havendo para este último muitos dados disponíveis. Ainda segundo Shirlaw et al. (1994) o desenvolvimento, a forma, a magnitude e as causas dos recalques imediatos são razoavelmente bem entendidas.

Deste grupo de dados disponíveis sobre os recalques imediatos do maciço de solo durante e após a construção do túnel, a grande maioria, segundo Mair et al. (1993), refere-se a bacias de recalques superficiais, havendo poucos dados na literatura de bacias de recalques subsuperficiais.

3.2.1 PREVISÃO DE RECALQUE SUPERFICIAL TRANSVERSAL

Segundo Teixeira (1994) os métodos ditos empíricos diferem entre si quanto a algumas hipóteses simplificadoras e quanto aos parâmetros necessários para sua aplicação, porém todos eles requerem um cálculo independente do volume de recalques superficiais V_s ou do máximo recalque superficial. Este estudo tem o objetivo de apresentar um método empírico já consagrado de aproximação da bacia de recalques superficiais e que atualmente mais vem recebendo contribuições de pesquisadores de diversos países, inclusive do Brasil.

Posteriormente é apresentado um novo modelo de aproximação da bacia de recalques superficiais proposto por Celestino & Ruiz (1998). Tal apresentação é justificada pela sua boa adequação às medições de campo.

3.2.1.1 PROPOSIÇÃO DE PECK (1969)

Martos em 1958, Schmidt em 1969, citados por Mair (1998), Peck (1969), Teixeira & Assis (1994) e outros autores, partindo do trabalho de Litviniszym em 1955 e Bogdanoff em 1965, citados por Cording (1991), usaram a teoria da probabilidade e estatística para descrever a subsidiência em meios particulados e mostraram que a bacia de recalque transversal ao eixo do túnel em um maciço de solo (homogêneo e livre de elementos

estruturais) pode ser bem descrita pela curva de distribuição de probabilidade de Gauss invertida apresentada a seguir e ilustrada na Fig. 3.2:

$$s(x) = s_{\max} \cdot e^{-\left(\frac{x^2}{2 \cdot i^2}\right)} \quad (3.2)$$

Onde:

s é o recalque em um ponto x a partir do eixo transversal;

s_{\max} é o recalque máximo no eixo transversal do túnel;

x é a distância horizontal transversal ao eixo do túnel;

i é a distância horizontal do eixo transversal do túnel ao ponto de inflexão da curva de recalque.

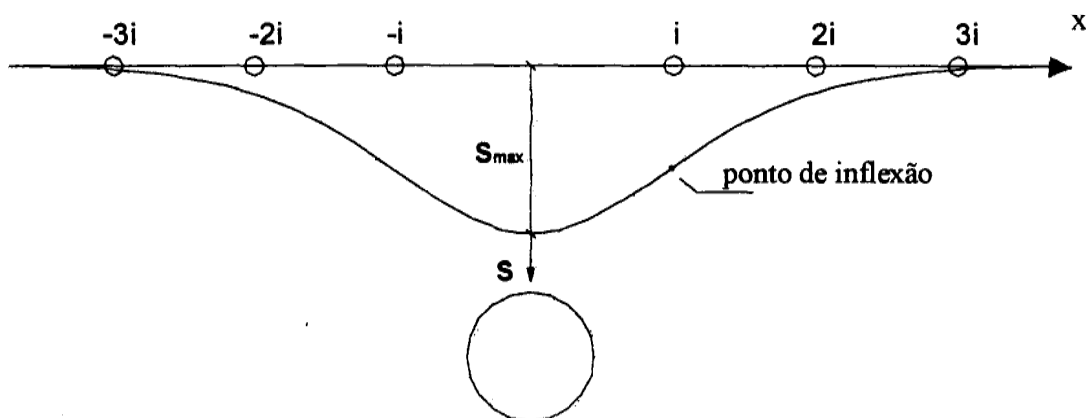


Figura 3.2 - Bacia de recalque transversal aproximada à curva gaussiana de probabilidade

O volume da bacia superficial de recalque ou volume de subsidiência na superfície V_s , por unidade de comprimento de túnel, pode ser obtido integrando-se a Equação 3.2 :

$$V_s = \int_{-\infty}^{+\infty} s \cdot dx = \int_{-\infty}^{+\infty} s_{\max} \cdot e^{-\left(\frac{x^2}{2 \cdot i^2}\right)} \cdot dx$$

$$V_s = \sqrt{2\pi} \cdot i \cdot s_{\max} \quad (3.3)$$

Substituindo a Equação 3.3 em 3.2 obtém-se :

$$s(x) = \frac{V_s}{i \cdot \sqrt{2 \cdot \pi}} e^{-\left(\frac{x^2}{2 \cdot i^2}\right)} \quad (3.4)$$

A previsão da bacia de recalque através das Equações 3.2 e 3.4 usam dados de instrumentação de campo, obtidos de marcos superficiais por exemplo, de onde obtém-se os valores de s_{\max} e i através do ajuste de curvas da Equação 3.2 às medidas de campo.

Pode-se expressar V_s em função da área da seção escavada, expressa pela porcentagem V_l . A expressão que fornece o valor de V_l é a relação entre a perda de solo superficial e o volume de solo escavado do túnel.

$$V_l = \frac{V_s}{V_t} \quad (3.5)$$

Onde:

V_s é o volume da bacia de recalques superficial;

V_t é o volume de solo escavado do túnel.

A distorção angular máxima pode ser dada pela seguinte equação, sendo a bacia de recalques aproximada à curva de probabilidade de Gauss, segundo O'Reilly & New (1982):

$$\beta = \frac{0,606}{i} \cdot s_{\max} \quad (3.6)$$

A perda de solo no contorno do maciço devido à escavação do túnel é designada como V_p . Segundo Mair (1998) a perda de solo V_p causada pela escavação subterrânea em um

maciço sob condições drenadas, em areias densas, por exemplo, será maior que V_s , devido à dilatância. Em solos argilosos os movimentos de solo ocorrem em condições não drenadas, e portanto pode-se considerar $V_s = V_p$, que é a condição de movimentação sob volume constante. Em solos contráteis, como o caso da argila porosa e colapsível de Brasília, V_s será maior do que V_p (Assis et al. 1997).

A obtenção de V_p se dá geralmente em função dos pinos de convergência, observando a sua convergência, no entanto estes pinos são instalados após a escavação do túnel quando parte da convergência já ocorreu. Segundo Panet & Guenet (1982) parte dos recalques superficiais já ocorrem antes mesmo da passagem do túnel por um ponto, pelo menos 27% dos recalques totais em túneis sem pré-suporte, e portanto já se processou o início dos deslocamentos do maciço de solo. Sob esta ótica Cording & Hansmire (1975) propuseram uma equação para V_p da perda de solo em função de medidas de extensômetros, conforme apresentado na Fig. 3.3:

$$V_p = 2 \cdot \pi \cdot S_v \cdot (a + c) \quad (3.7)$$

Onde:

V_p é o volume de perda de solo;

S_v é o recalque de um ponto situado na vertical do eixo do túnel;

a é o raio do túnel;

c é a distância do teto ao ponto onde se mediu o recalque s_v .

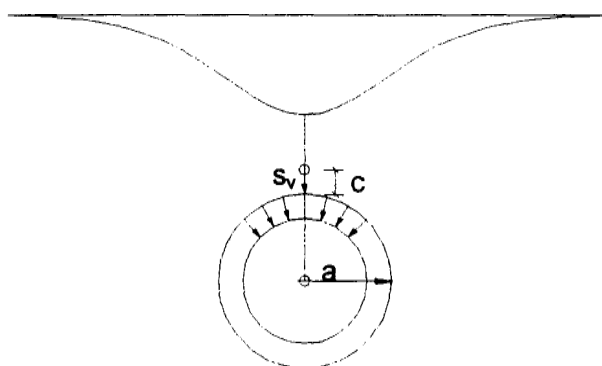


Figura 3.3 - Cálculo simplificado de perda de solo (modificado - Teixeira, 1994)

Atkinson & Potts (1977) propuseram uma relação empírica entre os recalques superficiais máximos sobre o eixo do túnel (s_{\max}) com os recalques estabilizados no teto do túnel (s_c), em função do raio do túnel (a) e da profundidade do seu eixo (z_0). Esta relação é definida como:

$$\frac{s_{\max}}{s_c} = 1 - n(z_0 - a) \left(\frac{1}{2.a} \right) \quad (3.8)$$

Onde:

n é o parâmetro empírico adimensional.

O parâmetro adimensional n tem valores propostos de 0,1 para escavações em argilas sobre-adensadas, 0,13 para o caso de maciços normalmente adensados e 0,4 para solos granulares.

Devido à ocorrência prévia do recalque, Blanco (1995) para o túnel do Metrô de Brasília sugere uma forma adicional de estimativa de s_c , uma vez que os pinos de convergência somente são instalados após a passagem da frente de escavação. Assim o recalque médio no teto do túnel (s_c) Blanco utiliza o volume de perda de solo da Eq. 3.7 a seguir dividido pelo perímetro do túnel, obtendo a equação seguinte :

$$S'_c = \frac{V_p}{2.\pi.a} \quad (3.9)$$

Assis et al. (1997) apresentam para os solos da Asa Sul valores de n variando de -0,58 a -1,63, e um valor médio de $n=-1,06$, que são justificados pelas características da argila porosa. O valor negativo de n refere-se a solos contráteis que terão recalques máximos na superfície superiores àqueles obtidos no teto do túnel (s_c). Os valores medidos de S_v para o cálculo de V_p foram obtidos por tassômetros instalados a 2 m acima do teto do túnel.

O parâmetro i fornece uma relação da largura da bacia de recalque superficial que será de grande importância na previsão dos danos induzidos às edificações. Peck (1969) relacionou empiricamente a extensão transversal relativa dos recalques (i/a) com função da profundidade relativa ($z_0/2.a$) e do tipo e condição do solo escavado, através das observações em túneis

escavados em vários tipos de solo. Schmidt em 1969 citado por Teixeira (1994), propôs a equação seguinte para solos coesivos:

$$\frac{i}{a} = k_a \left(\frac{z_0}{2.a} \right)^\eta \quad (3.10)$$

Onde:

k_a e η são parâmetros empíricos adimensionais.

Os valores recomendados de k_a e η são 1,0 e 0,8 respectivamente. Teixeira & Assis (1994) verificaram para duas seções representativas da argila porosa de Brasília encontraram valores para $k_a=0,8$ e $0,89$ e $\eta=0,89$ em ambas.

Conforme a proposição de O'Reilly & New (1982), o parâmetro i é uma função linear da profundidade do eixo do túnel z_0 :

$$i = K \cdot z_0 \quad (3.11)$$

Onde:

K é um parâmetro de largura ($K_{argila} = 0,5$ e $K_{areia} = 0,25$).

Teixeira & Assis (1994) e Assis et al. (1997) encontraram valor médio de $K = 0,48$ para as argilas porosas colapsíveis de Brasília em retroanálises de dados obtidos do Metrô de Brasília. Cording (1991) observou que grandes valores de recalques máximos tendem a diminuir a largura da curva da bacia de recalque.

O'Reilly & New (1982) ainda detalham a relação linear para os solos argilosos e arenosos através das equações seguintes:

$$i = 0,28z_0 - 0,1 \Rightarrow \text{para solos arenosos} \quad (3.12)$$

$$i = 0,43z_0 - 1,1 \Rightarrow \text{para solos argilosos} \quad (3.13)$$

Propõem ainda valores de K para argilas, 0,4 para as rijas e 0,7 para argila siltosa mole, e para solos não coesivos acima do nível d'água variando entre 0,2 e 0,3. Rankin (1988) observa uma boa representatividade de $K=0,5$ obtidos por dados de campo de solos coesivos em diversas regiões do planeta. New & O'Reilly (1991) afirmam através de dados recentes que a suposição original do parâmetro i tende a se confirmar e ressaltam a sua relativa independência ao diâmetro do túnel, quando a profundidade do eixo é maior que 1,5 vezes o diâmetro, e sugerem para maciços com diferentes camadas que i possa ser aproximado por:

$$i = K_1.z_1 + K_2.z_2 + \dots + K_n.z_n \quad (3.14)$$

Onde:

z_1 é a distancia do eixo do túnel até a interface com a camada imediatamente superior;

z_2, z_n são as larguras das respectivas camadas acima do túnel.

Blanco (1995) obteve resultados de vários pontos da Asa Sul durante a construção do túnel do Metrô de Brasília que estão plotados na Fig. 3.4. As variações presentes podem ser explicadas, segundo Carvalho (1995) pela variação da profundidade do eixo do túnel.

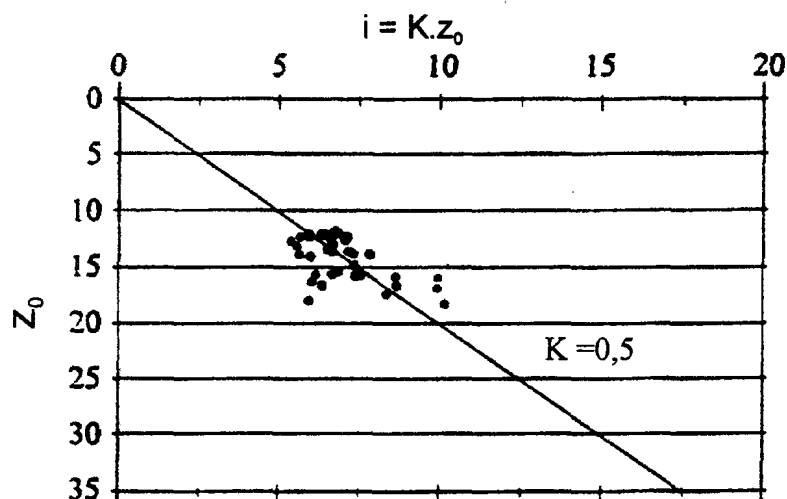


Figura 3. 4 - Relação entre profundidade do eixo do túnel versus parâmetro i (modificado - Blanco, 1995)

Segundo Lee & Rowe (1991) o uso dos procedimentos para estimativa de recalques através de métodos empíricos tem limitações que são:

- Geometria do túnel diferente;
- Condições do solo diferentes;
- Técnicas construtivas diferentes;
- Informação limitada sobre distribuição dos recalque.

Portanto ao usar métodos empíricos fundamentalmente o projeto estará baseado por retroanálises procedidas durante o andamento da obra ou, como referência, em casos anteriores similares. Algumas críticas podem ser feitas aos métodos empíricos. A mais relevante é a não consideração de propriedades fundamentais do maciço de solo como resistência ao cisalhamento e o comportamento tensão-deformação, e que quando o fazem, isto se dá de maneira indireta. Mas o sucesso alcançado até então tem justificado sua aplicação em todas as obras, no mínimo para referenciar estudos mais sofisticados, como a análises analíticas ou aplicação de métodos numéricos, como o método dos elementos finitos.

Uma observação conceitual mais ampla pode ser feita sobre os métodos empíricos, principalmente nos originados de Peck (1969), que partem da informação da perda de solo para a previsão dos recalques descrito até aqui. Como as observações de deslocamentos representam a consequência do processo de alterações gerado pela escavação, o conceito mais importante presente é a energia envolvida no processo, representada pela massa do maciço de solo envolvido na construção (energia potencial) e pela energia despertada (trabalho) que é análoga à perda de solo causada pela escavação. De forma geral, o movimento iniciado no teto do túnel se propagará como uma onda, atenuado pela inércia do maciço de solo. Por isso, pode-se concluir que quanto mais compacto ou rijo for o solo, próximo a um meio sólido, maior será a atenuação do processo.

3.2.1.2 A PROPOSIÇÃO DE CELESTINO & RUIZ (1998)

Celestino & Ruiz (1998) propõem a adoção da curva de densidade de escoamento que parece representar melhor a bacia de recalque induzida por escavações subterrâneas. Estas curvas são de simples manipulação e os dados acumulados na experiência de outras análises através da curva gaussiana, em relação à largura da bacia de recalque representada pelo parâmetro i , pode ser usada para uma primeira aproximação para análises com a curva proposta.

A aproximação da bacia de recalque induzida por escavações subterrâneas à curva de probabilidade gaussiana pode levar a valores discrepantes em alguns casos, segundo Celestino & Ruiz (1998). Um conjunto de medições avaliadas por Branco et al. (1990) mostrou coeficientes de correlação da curva gaussiana para dados de diferentes localidades serem menores que 0,9 em 41% dos casos.

Segundo Celestino & Ruiz (1998) as implicações práticas vão além dos interesses acadêmicos para as formas de curvas que representam a bacia de recalque induzida pelas escavações subterrâneas. Como os recalques são medidos em pontos isolados, as distorções no solo são avaliadas por curvas de ajuste a estas medidas de campo, e portanto tomando-se a maior inclinação da curva. Então se a curva representativa da bacia de recalque não se ajusta bem aos dados de campo erros significantes podem ocorrer na avaliação das distorções do maciço e conseqüentemente, na avaliação aos danos induzidos a edificações. Celestino & Ruiz (1998) citam erros encontrados nas distorções devido a este fato que passam de 200%. Citam ainda a construção do Metrô de São Paulo, onde foi aplicado o método NATM, em que a curva gaussiana de probabilidade mostrou bons resultados na avaliação dos deslocamentos verticais e horizontais. No entanto, algumas discrepâncias foram encontradas sem aparente explicação.

Celestino & Ruiz (1998) propõem que a bacia de recalque induzida por uma escavação subterrânea seja aproximada pela curva de densidade de escoamento dadas pela seguinte equação:

$$s(x) = \frac{s_{max}}{1 + \left(\frac{|x|}{a}\right)^b} \quad (3.15)$$

Onde:

s é o recalque a uma distancia x do eixo do túnel;

s_{max} é o máximo recalque para $x = 0$;

a é um parâmetro da curva com a dimensão do comprimento;

b é um parâmetro adimensional da curva.

O ponto de inflexão da curva que confere a largura da bacia ocorre em um ponto particular de x :

$$i = \pm a.B \quad (3.16)$$

Onde:

$$B = \left(\frac{b-1}{b+1} \right)^{\frac{1}{b}} \quad (3.17)$$

Para $x=i$, ocorre a distorção angular máxima, dada por:

$$\beta = \frac{s_{\max} b.B^{b-1}}{a(1+B)^2} \quad (3.18)$$

A Equação 3.15 pode ser expressa em termos da largura da bacia de recalque, ao invés de a , sendo rescrita da seguinte forma:

$$s(x) = \frac{s_{\max}}{1 + \frac{b-1}{b+1} \left(\frac{|x|}{i} \right)^b} \quad (3.19)$$

O volume de recalque é dado portanto por:

$$V_s = \int_{-\infty}^{+\infty} s.dx = \frac{2a.s_{\max}}{b.\sin \frac{\pi}{b}} \quad (3.20)$$

Enquanto a curva gaussiana tem sempre os mesmos valores para o recalque no ponto de inflexão s_i , que tem sua magnitude em 61% do recalque máximo, a curva de "densidade de escoamento" de 3 parâmetros pode assumir qualquer valor, dependendo de b :

$$s(i) = \frac{s_{\max}(b-1)}{2.b} \quad (3.21)$$

De acordo com a Equação 3.16, o parâmetro a é diretamente proporcional à largura da bacia de recalque, e desta equação também pode-se observar que o parâmetro b influencia a forma da curva da bacia de recalque como mostra a Figura 3.5.

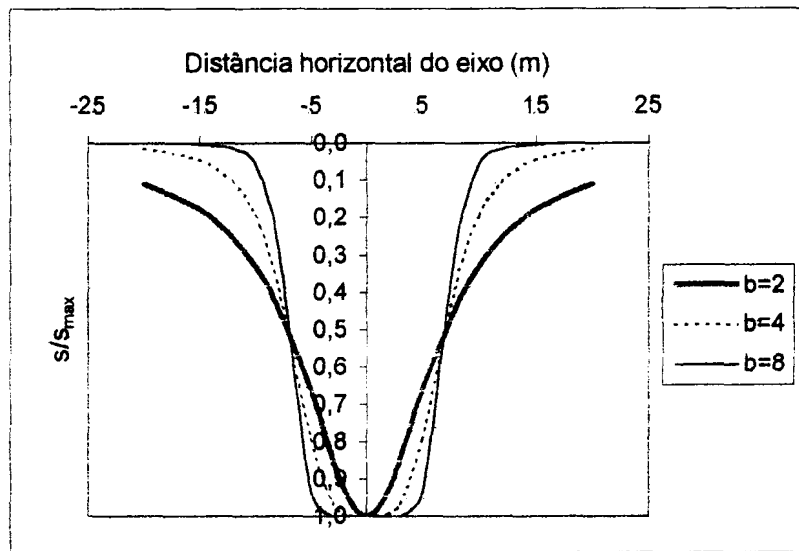


Figura 3.5 - Influência do parâmetro b na curva de recalques (modificado - Celestino & Ruiz 1998)

A flexibilidade destas curvas para representar o recalque nas proximidades do eixo do túnel com alta distorção, típica dos túneis rasos, é bastante evidente.

Baseado nos dados dos casos de Brasília e São Paulo, Celestino & Ruiz (1998) propõem uma relação empírica para o parâmetro a , com o diâmetro D e a profundidade do túnel z_0 :

$$\Rightarrow \text{Argila rijá:} \quad \frac{a}{D} = 0,39 \frac{z_0}{D} + 0,31 \quad (3.22)$$

$$\Rightarrow \text{Argila porosa} \quad \frac{a}{D} = 0,46 \frac{z_0}{D} + 0,37 \quad (3.23)$$

O túnel do Metrô de Brasília tem uma profundidade quase constante ao longo de seu eixo longitudinal. Portanto estas Equações 3.22 e 3.23 podem ter pouca realidade estatística ao usarem a profundidade do túnel como parâmetro.

3.2.2 PREVISÃO DO RECALQUE TRANSVERSAL DE SUBSUPERFÍCIE

Uma edificação urbana, por exemplo um edifício poderá ter elementos de fundação profunda como opção de projeto devido aos carregamentos verticais envolvidos. Segundo a NBR 6122 (ABNT, 1996) fundação profunda é aquela cuja cota de assentamento é superior ao dobro da menor dimensão do elemento de fundação, que esteja numa cota de no mínimo 3 m de profundidade, e que pode usar o atrito lateral do solo no elemento de fundação na consideração da capacidade de carga.

A proposição empírica do uso da curva gaussiana exposta detalha exatamente a abordagem de previsão de recalques de superfície. Mesmo uma edificação executada em fundação superficial tem a cota de assentamento desta posicionada a pelo menos a 1,5 m de profundidade, para regiões próximas à divisa do terreno, segundo determinação da NBR 6122 (ABNT, 1996). Portanto é importante que seja descrita uma abordagem de previsão do recalque de subsuperfície para a análise dos danos induzidos em edificações devido às escavações subterrâneas.

Uma boa forma para análise de recalques de subsuperfície é a produção de uma família de curvas de bacias de recalque para várias profundidades. A família de curvas que descreverá os recalques de subsuperfície será completa quando iniciar-se na superfície e atingir uma linha horizontal no teto do túnel.

O'Reilly & New (1982) propõem um modelo de deslocamento direcionados ao eixo do túnel, baseado em condições de deformação plana e volume constante onde a magnitude do recalque na região transversal acima do teto do túnel cresce com o aumento da profundidade a partir da superfície (l). Esta proposição pode ser representada por:

$$S_{(x,l)} = S_{\max(x,l)} \cdot e^{-\left(\frac{x^2}{2 \cdot l^2}\right)} \quad (3.24)$$

O parâmetro i é proporcional à distância do teto do túnel até a linha de subsuperfície a ser avaliado o recalque. Mair et al. (1993) sugerem, para solos coesivos, o uso da Equação 3.24, onde $l = z_0 - z$. A Fig. 3.6 mostra as grandezas envolvidas na proposição:

$$i = K.l \text{ ou } i = K.(z_0 - z) \quad (3.25)$$

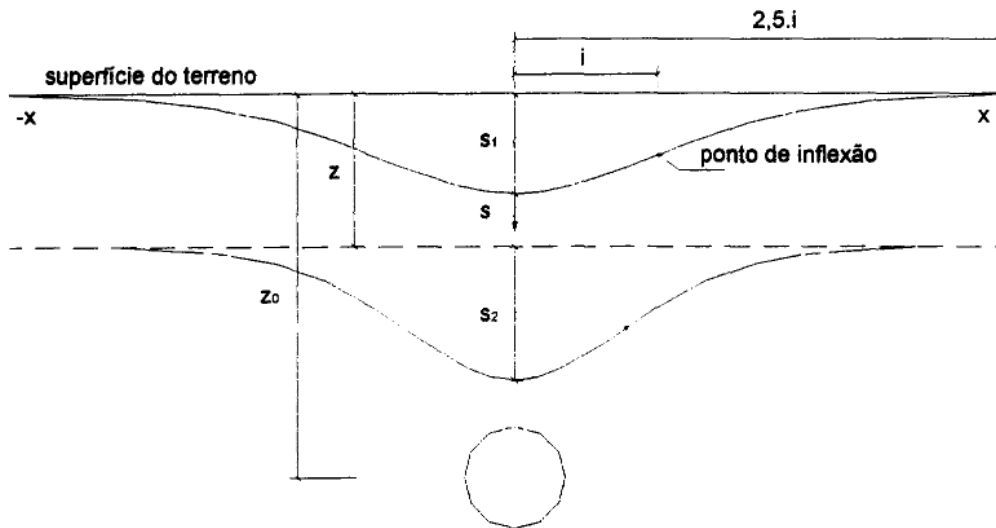


Figura 3.6 - Bacia de recalques de superfície e subsuperfície (modificado - Mair et al., 1993)

Substituindo a Equação 3.25 em 3.24 tem-se:

$$S_{(x,l)} = \frac{Vs}{(K.l).\sqrt{2.\pi}} e^{-\left(\frac{x^2}{2.(K.l)^2}\right)} \quad (3.26)$$

Mair et al. (1993) afirmam ser pequeno número de dados publicados envolvendo recalques subsuperficiais e demonstram através de estudos de casos práticos de túneis em argilas que o parâmetro da largura K aumenta com a profundidade a partir da superfície, e que i/z_0 mantém seguinte relação empírica segundo os casos estudados:

$$\frac{i}{z_0} = 0,175 + 0,325 \left(1 - \frac{z}{z_0} \right) \quad (3.27)$$

Orientando-se pela Figura 3.8 e substituindo 3.24 em 3.27 chega-se a:

$$K = \frac{0,175 + 0,325 \cdot (1 - z/z_0)}{1 - z/z_0} \quad (3.28)$$

Os resultados das análises da Equação 3.28 de Mair et al. (1993) estão plotados na Fig. 3.7, onde estão plotados também os resultados retroanalizados de uma seção do túnel do Metrô-DF, localizada na progressiva 6540 m por Carvalho (1995). Observa-se um comportamento diferenciado dos solos de Brasília em relação aos de Londres analisados por Mair et al. (1993). Tal diferenciação deve-se à colapsividade do solo de Brasília, fato que será tratado em item seguinte.

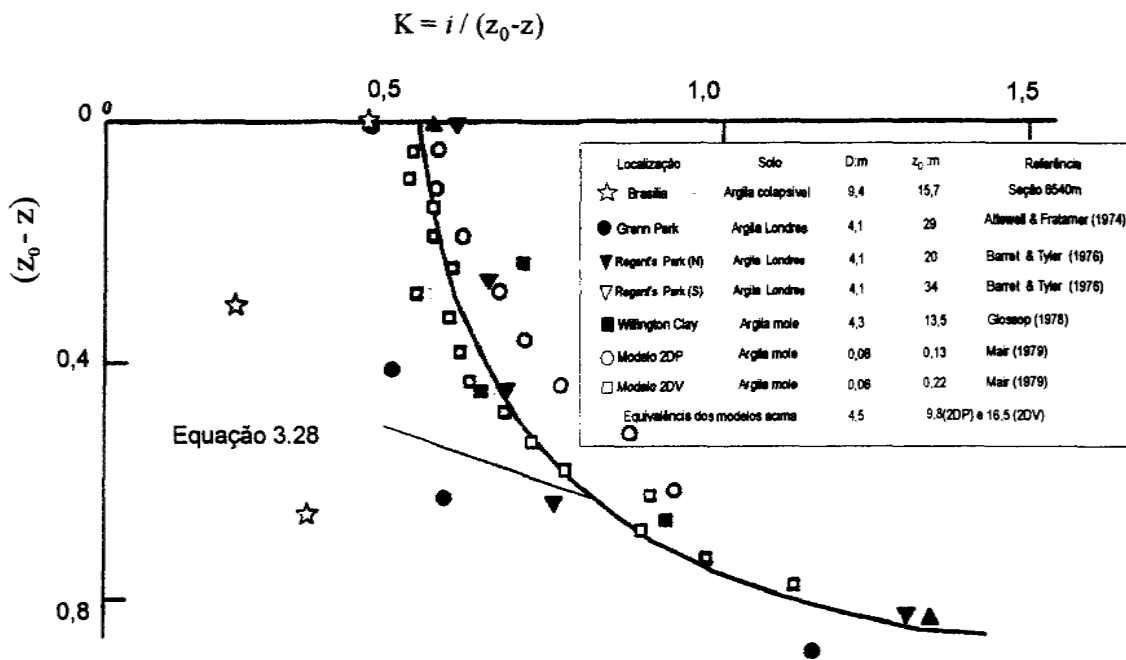


Figura 3.7 - Variação de K com a profundidade para recalques de subsuperfície de túneis em argila (modificado - Carvalho, 1995)

É importante notar que para valores altos de z/z_0 , adotar $K=0,5$ é subestimar significativamente a largura dos perfis de recalque, o que levará em previsões errôneas dos recalques subsuperficiais em pontos presentes no perfil transversal. A influência da largura do perfil de recalque assumido na previsão da magnitude do recalque é mostrado na Figura 3.8. O valor do recalque máximo está normalizado por R , raio do túnel, e $(z_0 - z)$ é a distância do eixo do túnel até onde o recalque foi medido. Fica claro com as curvas obtidas que há superestimação de s_{max} quando K é tomado como 0,5.

Combinado a Equação 3.5 e 3.27, e notando que $D = 2.R$ tem-se que:

$$\frac{s_{max}}{R} = \frac{1,25.V_l}{0,175 + 0,325\left(1 - \frac{z}{z_0}\right)} \cdot \left(\frac{R}{z_0}\right) \quad (3.29)$$

As previsões da Equação 3.28 apresentadas na Figura 3.7 são razoáveis se comparadas aos dados de campo, segundo Mair et al. (1993). O autores ainda afirmam que haveria maior acurácia se o comportamento dilatante da argila de Londres pudesse ser considerado, onde a perda de solo a uma profundidade próxima ao túnel provavelmente seria maior que o volume da bacia superficial de recalque.

Com a conclusão de Mair et al. (1993) pode-se afirmar que no solo colapsível, ou contrátil, o inverso ocorreria, com o volume do recalque superficial maior que o volume de perda de solo devido à escavação. Tal fato também será tratado no item relativo ao colapso presente em alguns solos ao redor do globo.

O estudo dos recalques subsuperficiais em areias se deu primeiramente através de estudos de modelos de laboratório feitos por Potts em 1976 apresentados por O'Reilly & New (1982) e que sugerem a impossibilidade do mergulho dos vetores deslocamentos em direção ao eixo do túnel. Pode-se descrever os deslocamentos destes modelos como rápidos e intensos no eixo do túnel indo em direção ao vazio criado pela escavação. Tal descrição pode ser observada na Figura 3.8. Carvalho (1995) cita a conclusão de Atkinson et al. em 1975, citado por Atkinson & Potts (1977) sobre os testes em modelos similares ao da Figura 3.8 realizados em laboratório, conduzidos sem sobrecarga, indicam que o mecanismo de ruptura ocorre em termos de uma cunha dilatante do teto do túnel, e que os deslocamentos radiais anteriores à ruptura permanecem menores que 5,0% do diâmetro do túnel.

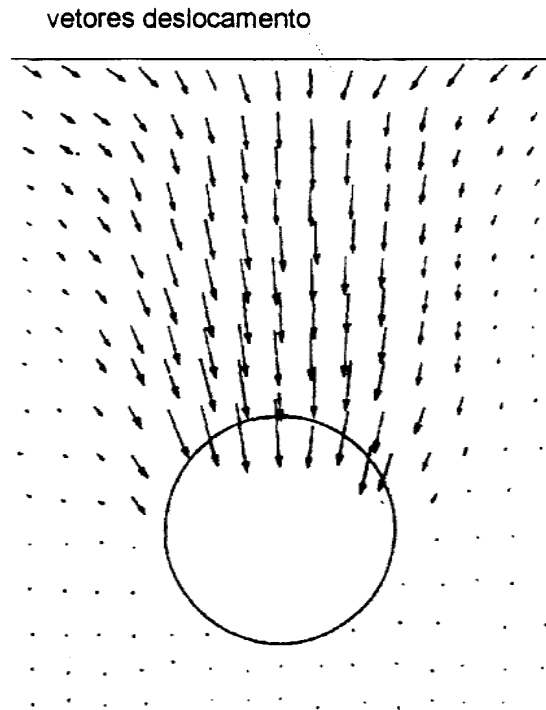


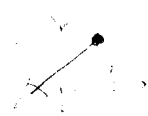
Figura 3.8 - Deslocamentos em solos granulares obtidos por Potts et al. em 1976 (modificado - O'Reilly & New, 1982).

3.2.3 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DE SUPERFÍCIE E SUBSUPERFÍCIE

O deslocamento horizontal de subsuperfície é um importante parâmetro na avaliação dos danos induzidos às edificações, sendo critério usado diretamente nas abordagens de Boscardin & Cording (1989) e Mair et al. (1996) que serão descritas no próximo Capítulo 4. Segundo Mair et al. (1996) apenas alguns casos de deslocamentos horizontais medidos relacionados à obras subterrâneas existem na literatura.

O'Reilly & New (1982) assumem que o vetor resultante do deslocamento do maciço de solo tem a direção do centro do túnel. O vetor deslocamento tem componentes vertical s , o recalque, e horizontal H , o deslocamento horizontal. Assumindo que o vetor se dirige diretamente ao centro de túnel, tem-se:

$$H = \frac{x}{z_0} \cdot s \tag{3.30}$$



A Equação 3.30 permite uma avaliação bastante simples e direta do deslocamento horizontal, sendo x a distância horizontal do centro do perfil transversal até o ponto avaliado. Segundo Mair et al. (1996) a consideração do vetor deslocamento dirigido ao centro do túnel é conservadora para a maioria dos casos.

A Fig. 3.9 mostra bem a relação entre deslocamentos horizontais e a bacia de recalque superficial transversal. A deformação horizontal ϵ_{hg} (g de "ground", ou so maciço de solo) é obtida diferenciando-se a Equação 3.30 em relação a x . Na região de $|x| > i$ as deformações são de compressão e para $|x| < i$ as deformações horizontais são de tração. Exatamente no ponto de inflexão da bacia de recalques, $x = \pm i$, tem-se os máximos deslocamentos horizontais e a deformação horizontal é zero.

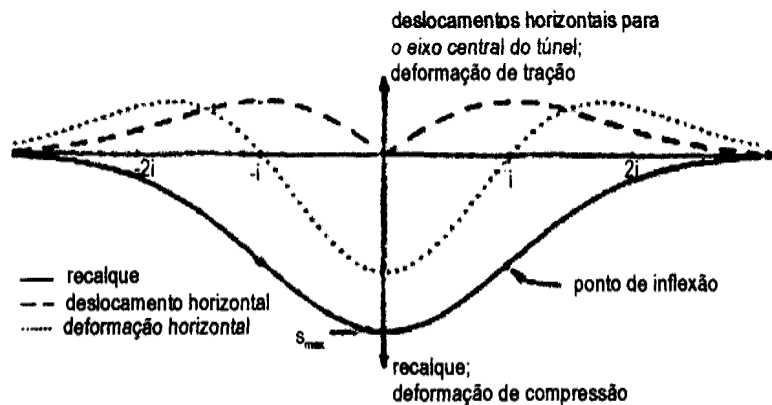


Figura 3.9 - Deslocamentos, deformações horizontais e transversais (modificado - Mair et al, 1996)

De forma genérica pode-se escrever o deslocamento horizontal subsuperficial, segundo Attewell & Woodman (1982) :

$$H_{(x,l)} = \frac{x}{l} \cdot S_{(x,l)} \quad (3.31)$$

Onde:

l é a diferença $z_0 - z$ já definida anteriormente.

Escrevendo a Equação 3.30 em todos os seus termos combinada com a Equação 3.4 tem-se :

$$H_{(x,l)} = \frac{x}{l} \cdot \frac{Vs}{(K.l) \cdot \sqrt{2 \cdot \pi}} e^{-\left(\frac{x^2}{2 \cdot (K.l)^2}\right)} \quad (3.32)$$

Derivando a Equação 3.31 em relação a x obtém-se a Equação 3.32 para o cálculo da deformação horizontal :

$$\varepsilon_h = \frac{Vs}{K.l^2 \cdot \sqrt{2 \cdot \pi}} e^{-\left(\frac{x^2}{2 \cdot (K.l)^2}\right)} \left(1 - \frac{x^2}{(K.l)^2}\right) \quad (3.33)$$

Attewell e Yates em 1984, citado por Cording (1991) apresentam a expressão empírica para o deslocamento horizontal :

$$H = \frac{S \cdot (-n) \cdot i}{(z - z_0)} \quad (3.34)$$

Onde

$n=1$ para argilas

$n<1$ para areias

Os resultados dos estudos de Cording & Hansmire (1975) e Attewell em 1978, citado em Cording (1991) mostram que o deslocamento máximo lateral varia entre 0,25 a 0,4 vezes o valor do recalque máximo.

3.2.4 BACIA LONGITUDINAL DE RECALQUE

Há casos que uma edificação experimentou mais danos antes da passagem da face do que após a escavação estar completa, segundo Mair (1998). O recalque longitudinal assume a curva de probabilidade cumulativa, considerando que a deformação do maciço acontece com volume constante, segundo proposta de Attewell & Woodman (1982). Segundo Carvalho

(1995), os recalques de superfície originados pela escavação iniciam-se geralmente a 2D a partir da face do túnel e estabilizam-se de 2 a 3D de distância longitudinal da face.

Relacionando o recalque transversal $s(x,l)$ e horizontal $H(x,l)$ e $H(y,l)$ de um ponto de coordenadas x, y, z pode-se escrever a Equação 3.34 proposta por Attewell & Woodman (1982):

$$S_{(x,l)} = \frac{V_s}{K.l^2 \cdot \sqrt{2\pi}} \exp\left[-\left(\frac{x^2}{2.(K.l)^2}\right)\left[F\left(\frac{y-y_i}{K.l}\right) - F\left(\frac{y-y_f}{K.l}\right)\right]\right] \quad (3.35)$$

$$H_{(x,y,l)} = \frac{V_s}{12.\pi} \left\{ \exp\left[\frac{-(y-y_i)-x^2}{2(K.l)^2}\right] - \exp\left[\frac{-(y-y_f)-x^2}{2(K.l)^2}\right] \right\} \quad (3.36)$$

Onde

y é a coordenada no sentido longitudinal do túnel;

y_i é a coordenada inicial da face de escavação;

y_f é a coordenada final do ponto do recalque;

F é a função cumulativa normal.

As Equações 3.35 e 3.36 permitem o cálculo de deslocamento de qualquer ponto da bacia e portanto podem ser usadas para avaliação dos recalques diferenciais nos pontos da bacia. Esta possibilidade é fundamental para avaliação prévia dos danos induzidos pelas escavações subterrâneas às edificações presentes ao longo da execução da obra.

Attewell & Woodman (1982) também observaram que o recalque diretamente acima da face do túnel corresponde a $0,5.S_{\max}$, para túneis em argilas rijas sem suporte de face. No caso de TBM's e "shields" dotados de sistema de contra-pressão, a maior fonte de recalques é a passagem da face. A Fig. 3.10 apresenta a bacia de recalques longitudinal segundo observação de Attewell & Woodman (1982).

Shahrour & Ghorbanbeigi (1996) apresentam resultados de um estudo numérico em solos que apresenta os perfis de recalque longitudinal em diversos pontos no interior do maciço de solo conforme apresentado na Fig. 3.11. Os resultados são qualitativamente similares ao modelo empírico da curva de probabilidade cumulativa proposto por Attewell & Woodman (1982).

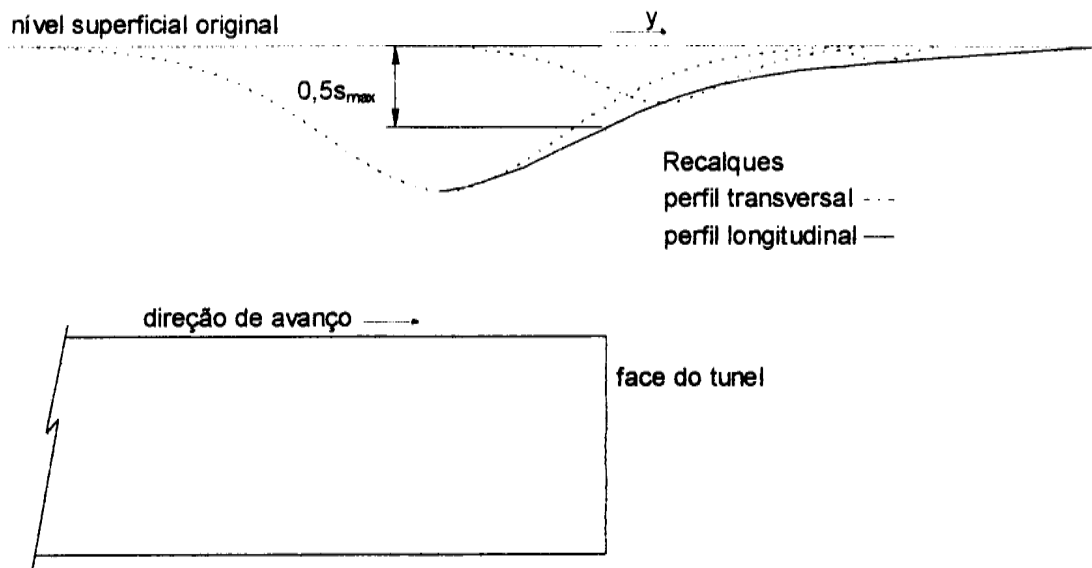


Figura 3.10 - Bacia longitudinal de recalques (modificado - Mair et al., 1996)

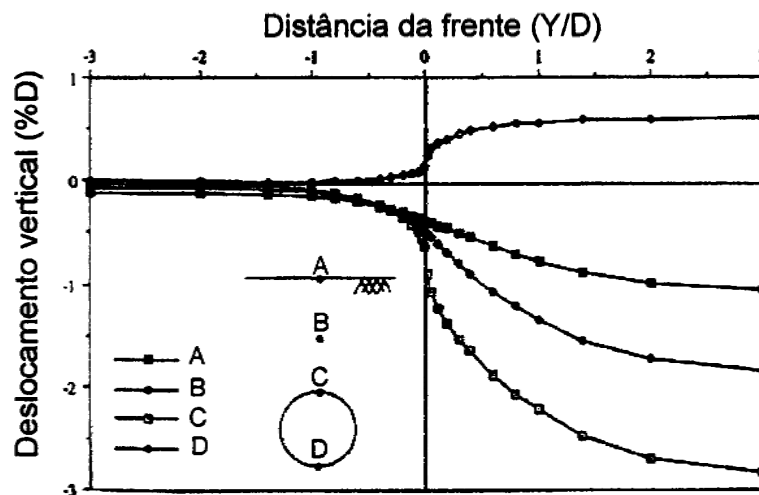


Figura 3.11 - Recalques longitudinais (modificado - Shahrour & Ghorbanbeigi, 1996)

A seguir apresenta-se na Fig. 3.12 uma bacia superficial de recalques tridimensionais que ilustra os deslocamentos superficiais já mencionados até esta parte deste estudo. A construção da curva tridimensional de recalques pode ser feita através da previsão de

deslocamentos induzidos pelo avanço da frente de escavação do túnel e também por dados medidos de campo.

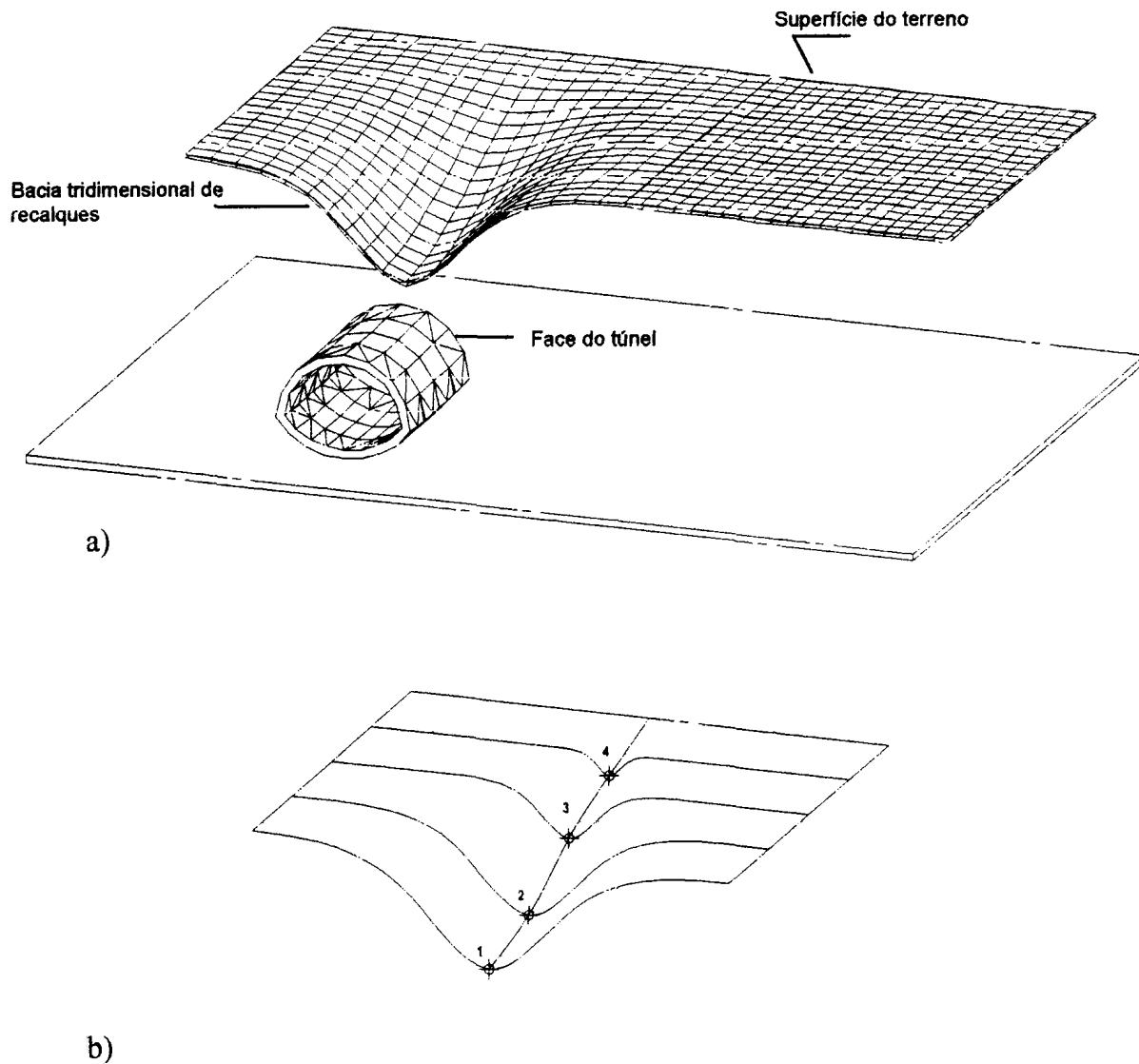


Figura 3.12 - Perspectiva da bacia de recalques: (a) Caso tridimensional, incluindo as linhas longitudinais; (b) Apenas as bacias transversais com valor máximo indicado.

As previsões podem se dar pelos métodos empíricos, numéricos ou por métodos analíticos, desde que estes contemplem a geração do campo de deslocamentos. A maneira prática da construção da bacia tridimensional de recalques pode ser descrita tomando-se a Fig. 3.12b como referência. Medidas de recalques no eixo do túnel devem ser plotadas em função da sua posição longitudinal (pontos 1, 2, 3 e 4). As bacias de recalques transversais respectivas aos pontos 1, 2, 3 e 4 devem ser geradas, através do método adotado. O ponto 1

exemplifica o ponto onde ocorre o recalque máximo da bacia. O ponto 2 pode ser a coordenada longitudinal onde se encontra a frente de escavação. O ponto 4 exemplifica o ponto de recalque mínimo da bacia tridimensional, sendo este o mais distante longitudinalmente da frente de escavação.

3.2.5 ANÁLISES NUMÉRICAS

Shahrour & Ghorbanbeigi (1996) apresentam um estudo numérico extenso sobre recalques tridimensionais de túneis em solos. Apresenta-se na Fig. 3.13, 3.14 e 3.15 do estudo destes autores o perfil longitudinal de recalques para valores diferentes de N , o índice de estabilidade, e para diferentes valores de k_0 .

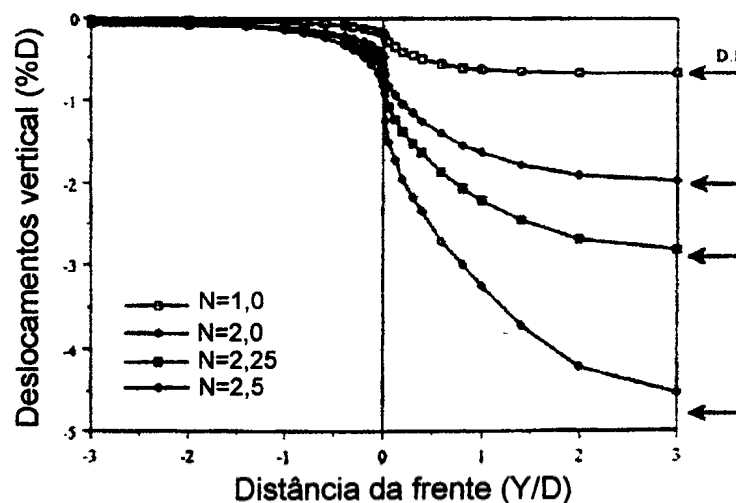


Figura 3.13 - Recalques superficiais induzidos (modificado - Shahrour & Ghorbanbeigi 1996)

Pode-se concluir que a influência da coesão do solo é decisiva para as deformações no maciço de solo, isto é, quanto mais coeso o solo, menor será o deslocamento do teto do túnel e portanto menores as bacias de recalques subsuperficiais e superficiais.

O valor de k_0 pode ser interpretado como uma medida do estado inicial de confinamento do solo ou das tensões desviadoras e pode-se concluir que para valores maiores de k_0 o recalque superficial será menor que para valores baixos de k_0 , mostrando uma relação inversa entre k_0 e o recalque máximo. Portanto quanto maior k_0 , menor o valor do recalque máximo. Shahrour & Ghorbanbeigi (1996) apresentam em seu estudo numérico a influência do valor de k_0 no valor dos recalques superficiais (Fig. 3.16).

Lee & Rowe (1989) também apresentam um estudo numérico de k_0 que avalia a influência deste parâmetro nos recalques induzidos por escavações subterrâneas, Fig. 3.17. Pode-se observar que os dois estudos mostram comportamentos semelhantes do solo em relação a k_0 quando ocorre uma escavação subterrânea.

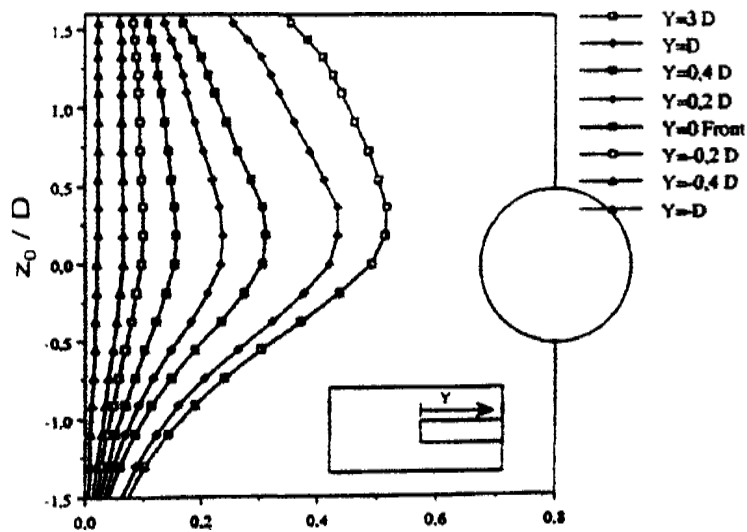


Figura 3.14 - Deslocamentos horizontais distantes 1 diâmetro da frente de escavação (modificado - Shahrour & Ghorbanbeigi 1996).

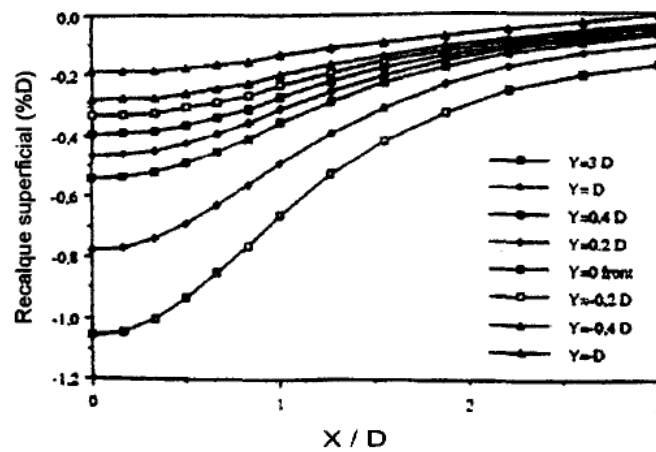


Figura 3.15 - Recalques superficiais induzidos ao longo do eixo longitudinal do túnel (modificado - Shahrour & Ghorbanbeigi 1996).

Os parâmetros do estudo numérico de k_0 de Lee & Rowe (1989) são detalhados no item 3.4. O parâmetro k_0 tem influência portanto na largura da bacia de recalques, que irá influenciar na intensidade das distorções angulares no maciço de solo. Este parâmetro deveria ser considerado em um modelo analítico de previsão de deslocamentos.

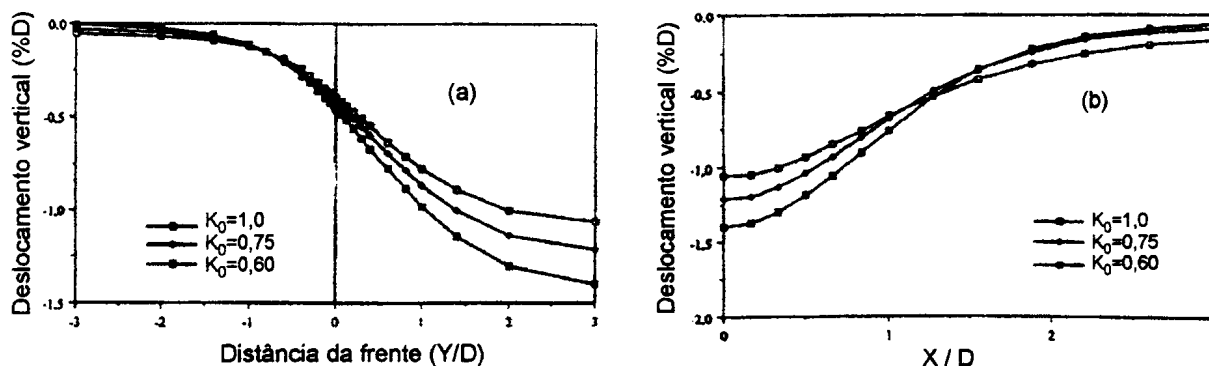


Figura 3.16 - Influência do parâmetro k_0 no recalque superficial: a) ao longo do eixo longitudinal; b) A três diâmetros atrás da face (modificado- Shahrour & Ghorbanbeigi, 1996)

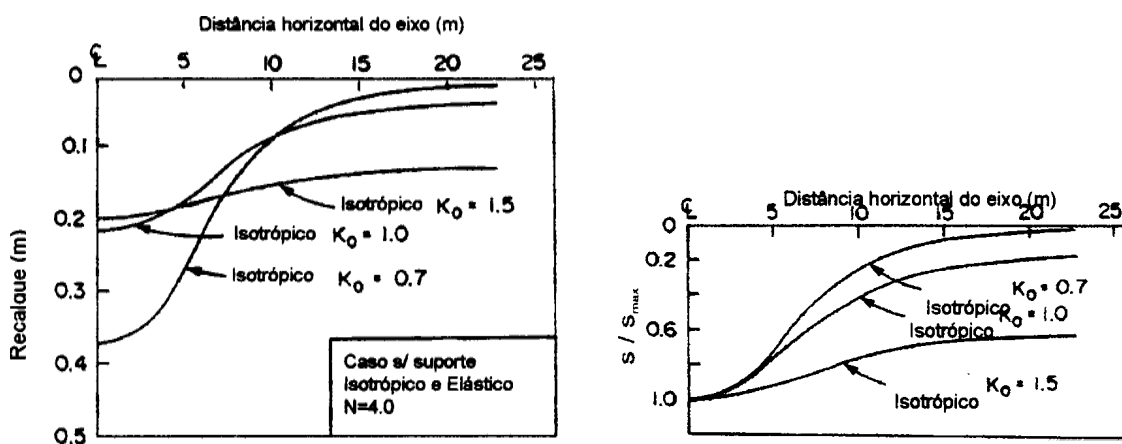


Figura 3.17 - Influência do parâmetro k_0 em bacias de recalques transversais (modificado - Lee & Rowe, 1989)

3.3 PREVISÕES ANALÍTICAS DOS PERFIS DE RECALQUE

Segundo Loganathan & Poulos (1998), na prática de engenharia, as deformações no solo são usualmente descritas por fórmulas empíricas, como a curva gaussiana de

probabilidade de Peck (1969) e Attewell & Woodman (1982), baseadas em medidas de campo. Estas curvas não têm base teórica, ou seja, não partem de análises físicas. A principal razão para sua adoção, é a sua forma, que é similar aos perfis de recalques comuns observados. Outro fator a ser observado são os poucos parâmetros existentes na equação da curva gaussiana (Equação 3.2), o que facilita o seu uso.

A curva de probabilidade gaussiana geralmente fornece bons resultados para o caso de argilas normalmente adensadas, porém tende a ser pouco acurado quando aplicada a argilas sobre-adensadas (Eisenstien et al.,1981) e a solos granulares (New & O'Reilly, 1991).

Adicionam-se a estas limitações, outras já citadas anteriormente no Item 3.2.1.1, que levam a ser desejável um método analítico que possa considerar o comportamento tensão-deformação do solo envolvido. Segundo Loganathan & Poulos (1998) pouco se fez para o desenvolvimento de uma solução fechada que incorpore os fatores geotécnicos mais importantes presentes em uma obra subterrânea para a previsão de deslocamentos induzidos.

O conceito de perda de solo foi primeiro abordado analiticamente por Sagaseta (1987) que partiu de conceitos da mecânica dos fluidos para descrever o campo de deslocamentos em um meio isotrópico, homogêneo e incompressível. O autor considerou o problema como de deformação controlada e obteve o campo de deformações induzidos por uma perda de solo pela condição de incompressibilidade.

Verruijt & Booker (1996), generalizaram a proposta de Sagaseta (1987) para solos com diferentes valores de coeficiente de Poisson e não somente para meios incompressíveis, incluindo também o efeito da ovalização da seção do túnel. No entanto a largura da bacia de recalque transversal e os movimentos horizontais previstos por Verruijt & Booker (1996) são ainda superestimados.

A superestimação da largura da bacia de recalques leva a uma diminuição nas análises de recalques distorcionais, o que pode gerar previsões errôneas do comportamento de edificações em meios urbanos sujeitas às influências de uma escavação subterrânea.

Segundo Loganathan & Poulos (1998) a perda de solo é um parâmetro definido empiricamente, sendo variável para diferentes condições de subsuperfície e configurações de túneis. Portanto, uma nova abordagem é adotada no modelo analítico proposto, definindo uma perda de solo em condições não drenadas baseada no parâmetro "gap", introduzido por Lo & Rowe (1982), analisado por último por Lee et al. (1992), e denominada de perda de solo equivalente para o caso de um deslocamento não circular. O modelo proposto é avaliado por

retroanálises de casos reais (Loganathan & Poulos, 1998 e 1999) e posteriormente, no capítulo 5, será feita a avaliação de casos ocorridos no Brasil para túneis construídos em NATM.

3.3.1 PERDA DE SOLO EQUIVALENTE

A perda de solo, até então, é obtida na prática através de métodos empíricos (Peck, 1969 e O'Reilly & New, 1982). Segundo Loganathan & Poulos (1998) a perda de solo pode variar segundo o método construtivo, tipo de solo, geometria do túnel e outros fatores.

Nesta proposta a perda de solo equivalente é definida a partir do parâmetro gap tendo a sua versão mais atualizada em Lee et al. (1992) que considera apenas fenômenos imediatos de deslocamentos. O parâmetro gap, g , (melhor descrito no Apêndice A) pode ser assim definido:

$$g = G_p + U_{3D}^* + \omega \quad (3.37)$$

Onde:

U_{3D}^* é a componente da deformação elasto-plástica tridimensional na face do túnel;

ω é a componente relativa à qualidade dos trabalhos manuais;

G_p é o espaço físico decorrente das diferenças geométricas entre a seção escavada e o perímetro externo da máquina de escavação dado por:

$$G_p = 2\Delta + \zeta \quad (3.38)$$

Onde:

Δ é a diferença do raio externo do shield e o raio externo da calda;

ζ é a folga do sistema.

A deformação no maciço de solo é fortemente influenciada pela perda de solo e segundo as implicações de uma escavação subterrânea já abordadas até aqui pode-se afirmar que a perda de solo ocorre em dois estágios seqüentes: (1) Perda de solo em condições não drenadas, imediatamente após a passagem da frente de escavação e; (2) Perda devido a

relação de dependência do tempo, como adensamento e a fluência do solo. O uso do parâmetro gap desconsidera os fatores de dependência do tempo, portanto só é aplicável o conceito de perda de solo equivalente para condições não drenadas. As vantagens obtidas do uso do parâmetro de perda de solo equivalente (Loganathan & Poulos, 1998) são a incorporação dos seguintes aspectos:

- Os vários métodos construtivos e equipamentos de construção de túneis;
- Comportamento elasto-plástico do solo pode ser incorporado à análise.

O parâmetro de perda de solo equivalente é definido por:

$$\varepsilon_0 = \frac{4gR + g^2}{4R^2} \quad (3.39)$$

Onde:

R é o raio do túnel;

g é o parâmetro gap calculado como mostrado no Apêndice A.

Adotando uma função exponencial para considerar o efeito do parâmetro de perda de solo equivalente tem-se:

$$\varepsilon_{x,z=0} = \varepsilon_0 A \cdot e^{-Bx^2} \quad (3.40)$$

Onde:

A e B são constantes;

ε_0 é a perda de solo equivalente.

Loganathan & Poulos (1998) baseados no parâmetro gap, consideram a ovalidade da geometria dos movimentos de convergência que geram a perda de solo (Fig. 18), e que a magnitude dos deslocamentos horizontais na linha do túnel são aproximadamente metade dos deslocamentos verticais no teto do túnel. Os deslocamentos verticais do teto do túnel causam 75% dos movimentos de solo que formam um campo de deslocamentos anelar. Portanto a componente horizontal da perda de solo equivalente devido aos movimentos horizontais em

uma distância horizontal x e profundidade H ($\epsilon_{x,H}$) é aproximadamente 50% da perda de solo equivalente que causa os recalques superficiais na direção horizontal x (Loganathan & Poulos 1998).

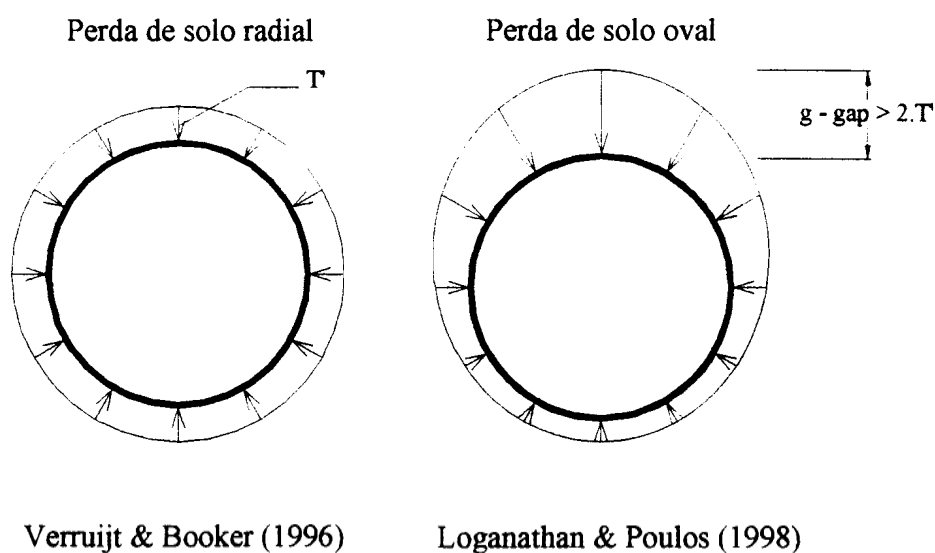


Figura 3.18 - Padrões de deslocamentos circular e oval entorno de um túnel (modificado - Loganathan & Poulos, 1998).

As condições de contorno, definidas por Loganathan & Poulos (1999), apresentadas na Figura 3.19, são aplicadas na perda de solo equivalente, e geram a perda de solo equivalente modificada $\epsilon_{x,z}$ para qualquer distância do eixo central.

- (1) $\epsilon_{0,0} = 100\% \epsilon_0$
- (2) $\epsilon_{(R+H \cdot \cot \beta),0} = 25\% \epsilon_0$
- (3) $\epsilon_{\infty,z} = 0$

Considerando as condições de contorno anteriores tem-se a componente da perda de solo equivalente que modela os movimentos não uniformes verticais para a superfície, apresentada a seguir:

$$\epsilon_{x,z=0} = \epsilon_0 \exp \left[\frac{-1,38x^2}{(H \cot \beta + R)^2} \right] \quad (3.41)$$

Portanto chega-se aos valores das constantes A e B, sendo:

$$A = 1;$$

$$B = \left[\frac{1,38}{(H \cot \beta + R)^2} \right].$$

Observações de Deane & Bassett em 1995 e Stallebrass et al. em 1996, citados por Loganathan & Poulos (1998) mostraram que os movimentos horizontais do solo em direção aos vazios da calda ou devido ao gap são máximos na linha horizontal do túnel e zero no teto e no piso do túnel. Portanto os movimentos laterais são simétricos em relação ao eixo do túnel e podem ser incorporados ao conceito de perda de solo equivalente, levando-se à equação exponencial para obtenção da sua componente horizontal:

$$\varepsilon_{x,z} = \varepsilon_{x,z=0} C.e^{-Dx^2} \quad (3.42)$$

Onde:

C e D são constantes que serão derivadas das condições de contorno a seguir.

As condições de contorno descritas por Loganathan & Poulos (1999) para os movimentos horizontais são:

$$(1) \varepsilon_{x,z=0} = \varepsilon_{x,z=0} = 100\% \varepsilon_0$$

$$(2) \varepsilon_{x,H} = 50\% \varepsilon_{x,z=0}$$

$$(3) \varepsilon_{z,\infty} = 0$$

Aplicando estas condições de contorno citadas no parágrafo anterior à Equação 3.42 e substituindo a Equação 3.39 nesta tem-se o parâmetro de perda de solo equivalente modificado, incorporando os movimentos não-lineares, devido ao gap oval:

$$\varepsilon_{x,z} = \frac{4gR + g^2}{4R^2} \exp\left\{-\left[\frac{1,38x^2}{(H \cot \beta + R)^2} + \frac{0,69z^2}{H^2}\right]\right\} \quad (3.43)$$

Portanto chega-se aos valores das constantes C e D sendo:

$$C = 1;$$

$$D = \left[\frac{0,69}{H^2}\right].$$

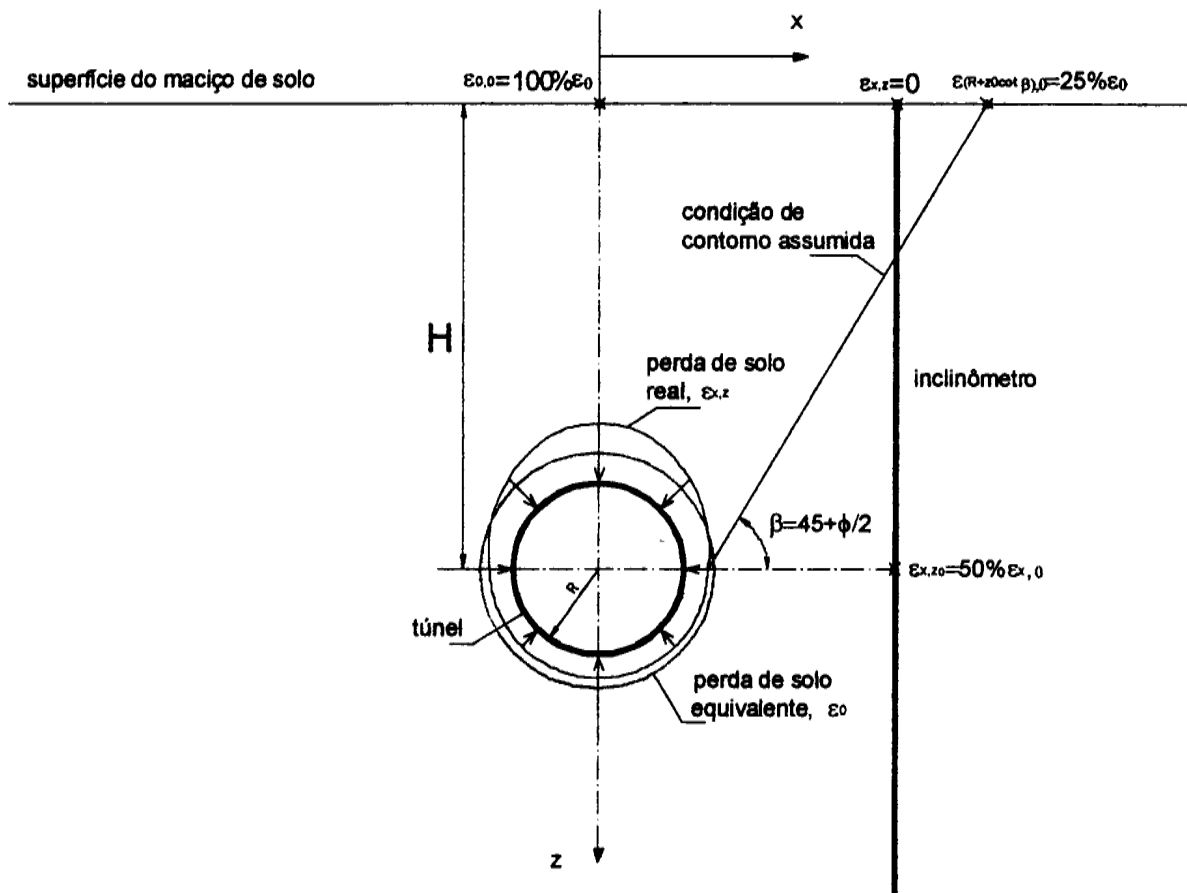


Figura 3.19 - Condições de contorno do modelo analítico (modificado - Loganathan & Poulos, 1999)

3.3.2 BACIAS DE RECALQUES

A solução analítica de Verruijt & Booker (1996) para a estimativa dos recalques devido a uma perda de solo radial uniforme é apresentada a seguir.

Deve ser observado que o modelo de cálculo de deslocamentos no maciço de solo proposto por Loganathan & Poulos (1998) levam em consideração apenas deslocamentos imediatos, podendo também ser aplicados aos casos não drenados.

$$U_z = -\varepsilon R^2 \left(\frac{z_1}{r_1^2} + \frac{z_2}{r_2^2} \right) + \delta R^2 \left[\left(\frac{z_1(kx^2 - z_1^2)}{r_1^4} + \frac{z_2(kx^2 - z_2^2)}{r_2^4} \right) \right] + \frac{2\varepsilon R^2}{m} \cdot \left[\frac{(m+1)z_2}{r_2^2} + \frac{mz(x^2 - z_2^2)}{r_2^4} \right] - 2\delta R^2 h \left[\frac{x^2 - z_2^2}{r_2^4} + \left(\frac{m}{m+1} \right) \left(\frac{2zz_2(3x^2 - z_2^2)}{r_2^6} \right) \right] \quad (3.44)$$

Onde

ε é a perda de solo radial uniforme;

δ é o parâmetro de longo prazo devido a deformação de forma oval do túnel;

z_1 é a diferença ($z - H$);

z_2 é a soma ($z + H$);

r_1^2 é a soma ($x^2 + z_1^2$);

r_2^2 é a soma ($x^2 + z_2^2$);

m é a igual a $1/(1-2\nu)$;

k é a relação $\nu/(1-\nu)$;

ν é o coeficiente de Poisson.

Tomando-se a Equação 3.44, e combinando-a com a Equação 3.41 tem-se a definição da equação modificada para a previsão do recalque superficial, apresentada a seguir. Neste caso o parâmetro δ é desprezado ($\delta=0$) e as substituições propostas levam a:

$$U_{z=0} = 4(1-\nu)R^2 \left(\frac{H}{H^2 + x^2} \right) \left(\frac{4gR + g^2}{4R^2} \right) \exp \left[\frac{-1,38x^2}{(H \cot \beta + R)^2} \right] \quad (3.45)$$

O uso do parâmetro de perda de solo equivalente aplicado à solução analítica de Verruijt & Booker (1996) tem como principal objetivo considerar o comportamento não linear do solo, e considerar a não uniformidade dos deslocamentos, que eram considerados

uniformes e radiais. Estes fatores desprezados da solução de Verruijt & Booker (1996) são a causa de previsões subestimadas de recalques máximos e bacias de recalque superficial muito abertas (Loganathan & Poulos, 1998). A Fig. 3.20 apresenta os resultados destas soluções e pode-se dizer que a Equação 3.45 fornece melhores resultados, com uma bacia de recalques superficiais mais estreita que a solução de Verruijt & Booker (1996).

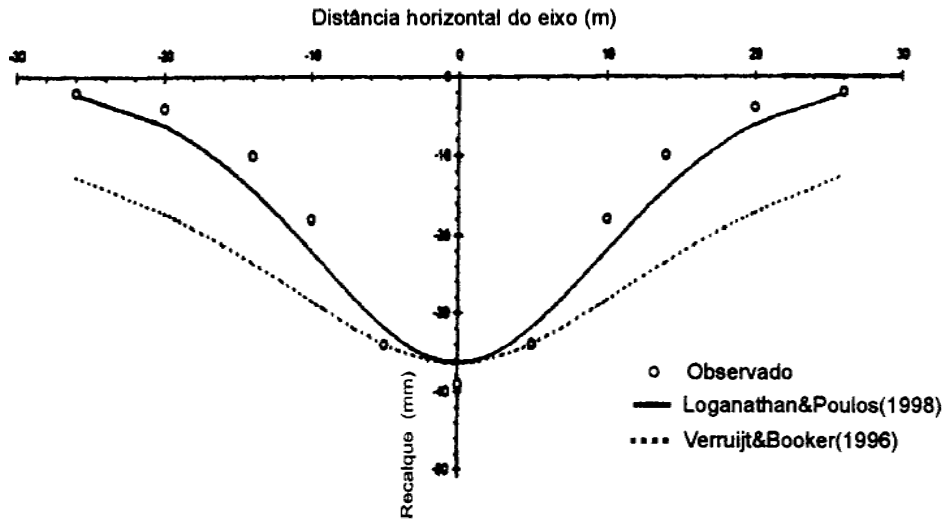


Figura 3.20 - Recalques superficiais previstos e observados, Túnel da linha Expressa de Heathrow (modificado - Loganathan & Poulos, 1998).

De forma genérica pode-se escrever os recalques subsuperficiais pela combinação das Equações 3.43 e 3.44, apresentados a seguir:

$$U_z = R^2 \left\{ -\frac{z-H}{x^2 + (z-H)^2} + (3-4\nu) \frac{z+H}{x^2 + (z+H)^2} - \frac{2z[x^2 - (z+H)^2]}{[x^2 + (z+H)^2]^2} \right\} \quad (3.46)$$

$$\left(\frac{4gR + g^2}{4R^2} \right) \exp \left[\frac{-1,38x^2}{(H \cot \beta + R)^2} + \frac{0,69z^2}{H^2} \right]$$

A Figura 3.21 mostra a comparação dos recalques máximos de linhas de subsuperfície previstos usando a Equação 3.46 e a solução de Verruijt & Booker (1996) e os dados de campo para o túnel experimental da linha Expressa de Heathrow.

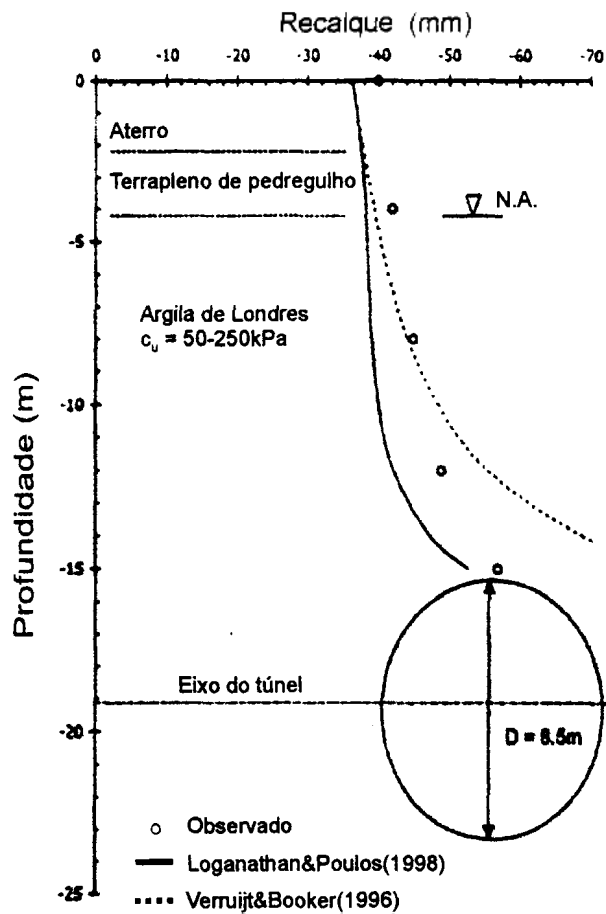


Figura 3.21 - Recalques subsuperficiais previstos e observados sobre a linha central, Túnel da linha Expressa de Heathrow (modificado - Loganathan & Poulos, 1998)

Nos métodos empíricos o parâmetro i é considerado importante na determinação da bacia de recalques de superfície. A relação paramétrica obtida desta solução é:

$$\frac{i}{R} = \frac{1,15}{\tan\beta} \left(\frac{H}{2R} \right)^{\frac{0,9}{(\tan\beta)^{0,23}}} \quad (3.47)$$

Segundo Loganathan & Poulos (1999) as curvas da Fig. 3.20 mostram que o método analítico proposto é razoavelmente acurado para previsões de deslocamentos. Os autores lembram ainda que os métodos empíricos são válidos apenas para as previsões superficiais. Mostram ainda na Tabela 3.2 que a Equação 3.47 está em concordância com os valores de i obtido por Mair (1993) e O'Reilly & New (1982), para alguns casos de túneis publicados.

Tabela 3.1 Detalhes dos túneis e perfil do solo para os caso citados.

H/D	Largura da Bacia de recalque, i				
	Loganathan & Poulos (1999)	Mair (1993)	Sagaseta (1987)	O'Reilly & New (1982)	Clough & Schimidt (1981)
18/6 = 3	9,3	9,0	10,3	8,8	7,2
16/4 = 4	8,0	8,0	9,2	8,0	6,1
25/5 = 5	9,8	10,0	11,5	9,7	7,2
18/3 = 6	8,7	9,0	10,3	8,8	6,3

A seguir é apresentada mais uma comparação entre os resultados de previsões de Loganathan & Poulos (1999) e Verruijt & Booker (1996). Os dados das Figuras 3.22, 3.23 e 3.24 foram extraídas de Loganathan & Poulos (1998), pois este estudo já contemplava a previsão de deslocamentos em casos não drenados de argilas. A solução, então, foi estendida para casos em que havia a presença de solos granulares, resultando no estudo de Loganathan & Poulos (1999). Ao aplicar-se os parâmetros não drenados à solução de Loganathan & Poulos (1999) obtém-se os mesmos resultados que se o mesmo fosse feito para a solução de Loganathan & Poulos (1998).

A seguir apresenta-se dois casos em que foram aplicados o modelo de Loganathan & Poulos (1999). Um dos casos trata-se de um túnel em solos arenosos de um túnel do sistema de transporte de massa sistema de Taipei, Taiwan. O segundo caso se refere a um túnel executado na Suíça.

Pode-se observar que para o caso 1, Figuras 3.22 e 3.23, há maior acurácia na previsão do comportamento do solo para as medidas superficiais de recalque, enquanto que as medidas do recalque subsuperficial foram subestimadas e a bacia de recalque ficou mais larga que as medidas de campo. A curva de densidade de escoamento de Celestino & Ruiz (1998) seria aplicável a este caso.

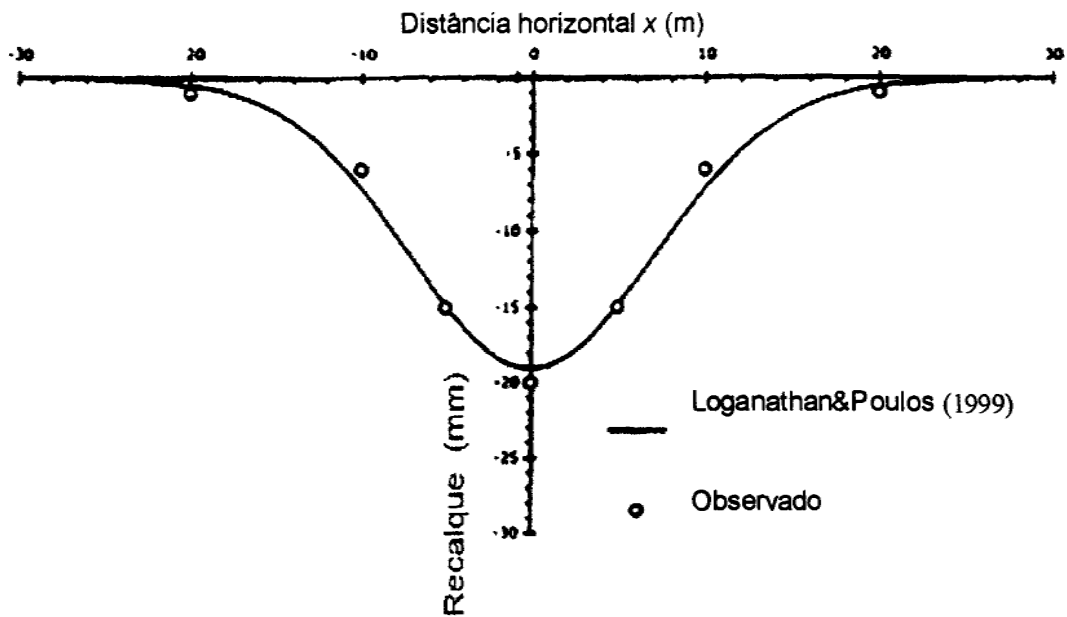


Figura 3.22 - Comparação entre recalques superficiais previstos e observados - Caso 1: Túnel de Taipei, Taiwan. Perda de solo = 1,4% (modificado - Loganathan & Poulos, 1999)

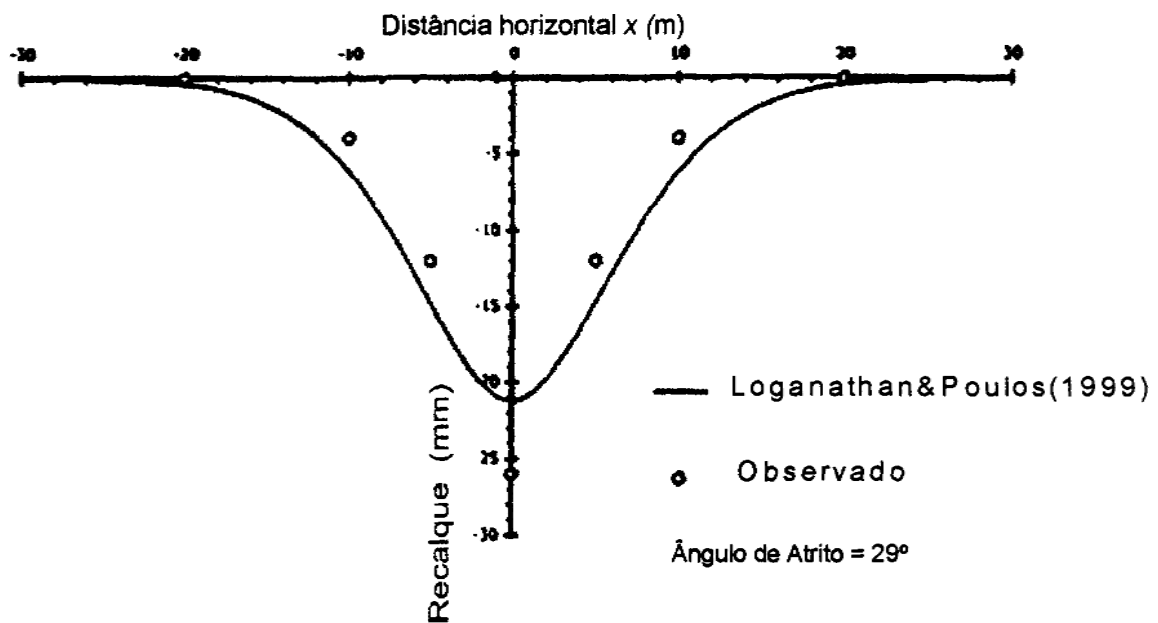


Figura 3.23 - Comparação entre recalques subsuperficiais em $z = 10$ m - Caso 1: Túnel de Taipei, Taiwan. Perda de solo = 1,4% (modificado - Loganathan & Poulos, 1999)

Para o caso 2, Fig. 3.24, os recalques superficiais foram superestimados, o que pode-se concluir que o método proposto de Loganathan & Poulos (1999) para o caso arenosos tem melhor acurácia para perdas de solo de 1%.

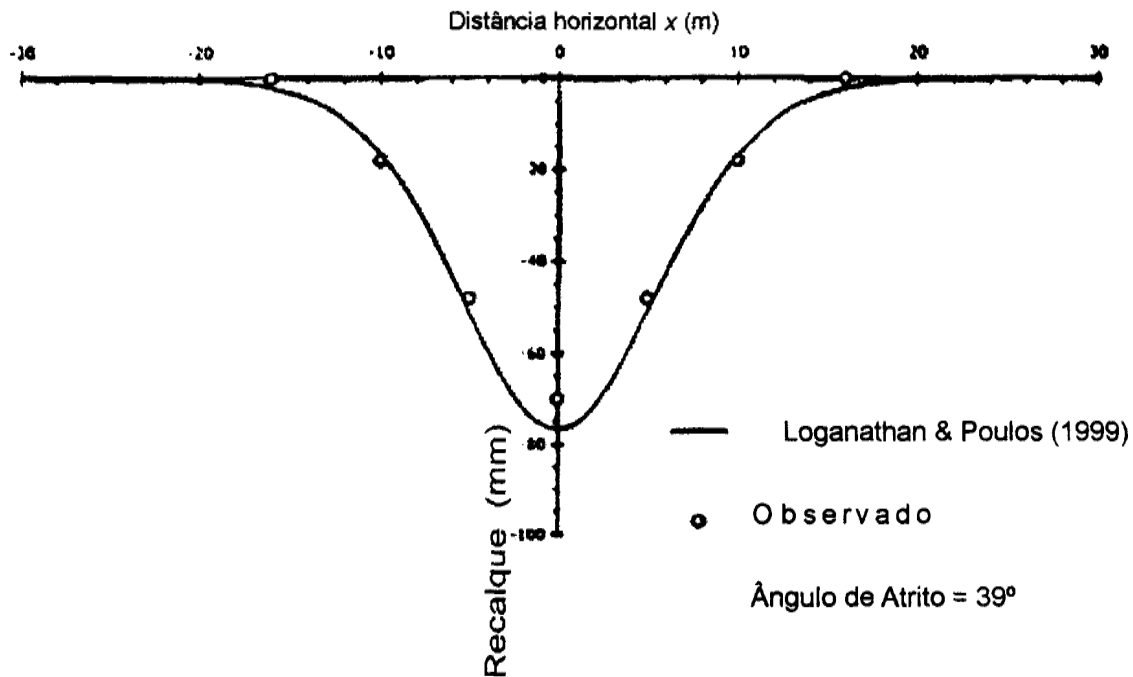


Figura 3.24- Comparação entre recalques superficiais previstos e observados - Caso 2: Túnel Grauholz, Suíça. Perda de solo = 1,0% (modificado - Loganathan & Poulos, 1999).

3.3.3 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

Análogo aos procedimentos adotados para a obtenção dos deslocamentos verticais, com a solução de Verruijt & Booker (1996) e usando-se a perda de solo equivalente modificada $\varepsilon_{x,z}$ da Equação 3.43 chega-se a solução para os deslocamentos horizontais. Os deslocamentos horizontais da solução analítica proposta por Verruijt & Booker (1996) são dados por:

$$U_x = -\varepsilon R^2 \left(\frac{x}{r_1^2} + \frac{x}{r_2^2} \right) + \delta R^2 \left[\left(\frac{x(kx^2 - z_1^2)}{r_1^4} + \frac{x(kx^2 - z_2^2)}{r_2^4} \right) \right] + \frac{2\varepsilon R^2 x}{m} \left[\frac{1}{r_2^2} - \frac{2mz z_2}{r_2^4} \right] - \frac{4\delta R^2 x h}{m+1} \left[\frac{z_2}{r_2^4} + \left(\frac{mz(x^2 - 3z_2^2)}{r_2^6} \right) \right] \quad (3.48)$$

Substituindo a Equação 3.43 na Equação 3.48 chega-se a seguinte equação para o cálculo dos deslocamentos horizontais do solo:

$$U_x = -xR^2 \left\{ \frac{1}{x^2 + (H-z)^2} + \frac{3-4\nu}{x^2 + (z+H)^2} - \frac{4z(z+H)}{[x^2 + (z+H)^2]^2} \right\} \left(\frac{4gR + g^2}{4R^2} \right) \exp \left\{ - \left[\frac{1,38x^2}{(H \cot \beta + R)^2} + \frac{0,69z^2}{H^2} \right] \right\} \quad (3.49)$$

Onde

z é a profundidade medida a partir da superfície;

x é a distância lateral, a partir do eixo transversal do túnel, do ponto onde se quer o deslocamento lateral.

A Figura 3.25 mostra a comparação entre a solução de Verruijt & Booker (1996) e de Loganathan & Poulos (1998) para o caso de deslocamentos horizontais a 9 m do eixo do túnel experimental da linha Expressa de Heathrow, de onde se pode observar a maior acurácia da segunda solução. A solução analítica proposta por Loganathan & Poulos (1998) para a previsão de deslocamentos no maciço de solo induzidos por escavações subterrâneas em condições não drenadas tem aplicabilidade para perfis uniformes de argilas e tem certa superestimação de deslocamentos para argilas moles.

A seguir apresenta-se um resumo das bacias de recalque estudadas por Loganathan & Poulos (1998) e em todas elas a solução analítica representou bem a curva real da bacia de recalque, perfis de recalque e deslocamentos horizontais. Estas curvas (Fig. 3.26) foram geradas com a rotina computacional que produziria as análises a serem apresentadas no Capítulo 5 deste estudo, servindo portanto para calibrar tal rotina.

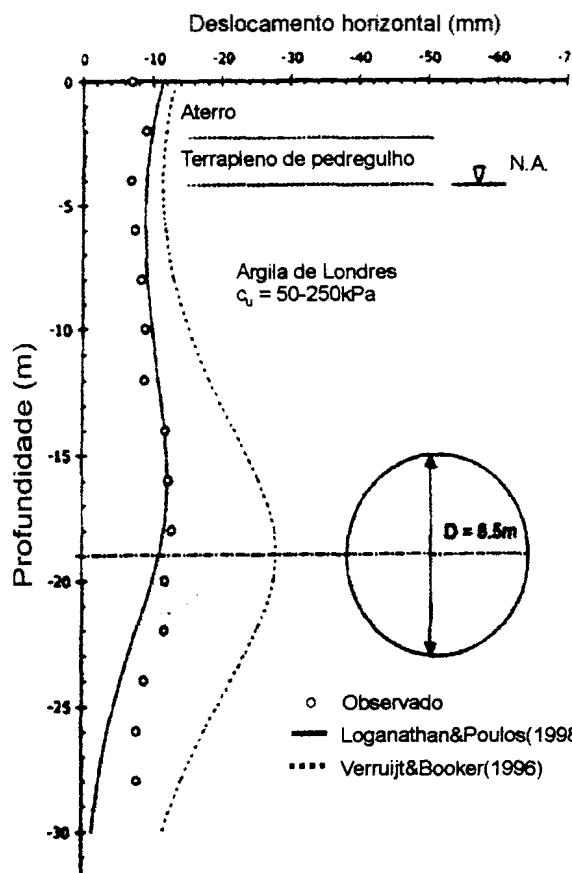


Figura 3.25 - Deslocamentos horizontais previstos e observados, a 9 m do eixo do túnel, Heathrow Express Trial Tunnel (modificado - Loganathan & Poulos, 1998).

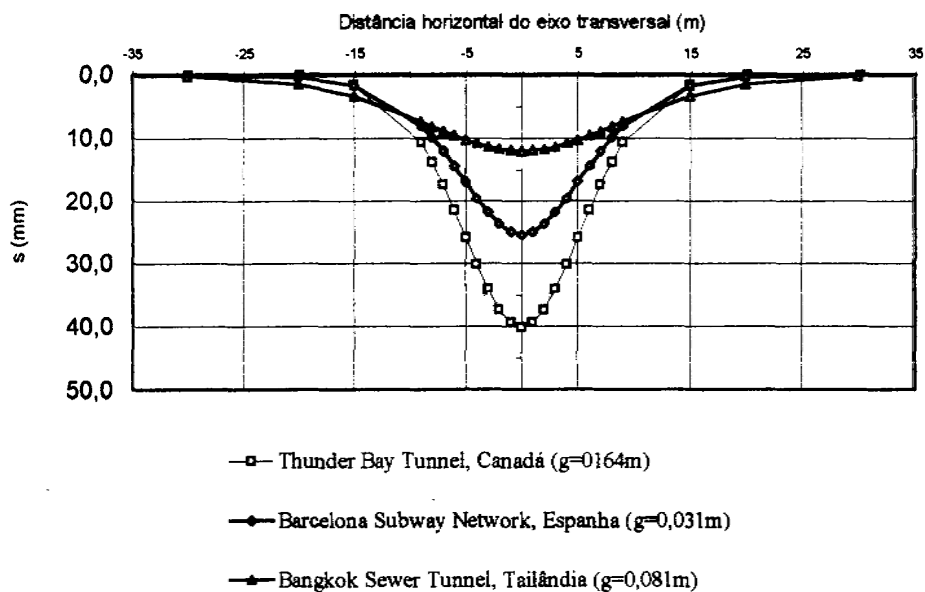


Figura 3.26 - Previsões de deslocamentos usados na calibração do modelo (modificado - Loganathan & Poulos, 1998).

3.4 RECALQUES DE LONGO PRAZO

As perturbações causadas pelas formas de minimização de recalques acarretam um comportamento diferenciado no recalque após a passagem da frente de escavação, principalmente nos métodos mecanizados.

Segundo Shirlaw em 1995, citado em Mair (1998), os recalques pós-construção podem ser apreciáveis em argilas moles, situando-se em valores de 30 a 90% do recalque total, podendo desenvolver grandes bacias de recalque, sendo que também há pouco incremento de deslocamento horizontal devido aos recalques de longo prazo. As causas destes recalque podem ser relacionadas a seguir:

- Variação na poro-pressão, Δu , gerado pela construção;
- Compressibilidade e permeabilidade do solo;
- Condições de contorno da poro-pressão relativa solo-túnel;
- Distribuição inicial da poro-pressão.

o túnel age como um dreno, com intensidade maior ou menor dependendo da perfe^{b)} construtiva. Portanto ocorrerá dissipação da poro-pressão e conseqüente consolidação, podendo atingir grandes áreas. Bowers et al. em 1996, citado em Mair (1998) apresentam exemplos de previsão de recalque imediato e recalque de longo prazo mostrado na Fig. 3.27. A forma praticamente paralela das curvas de recalque imediato e recalque de longo prazo mostra que o aumento de recalque tem pouca contribuição no aumento da deformação horizontal.

3.5 MACIÇO ANISOTRÓPICO

Nos estudos apresentados até aqui foram apresentadas algumas formas de adoção de modelos representativos dos deslocamentos induzidos no maciço de solo. Porém a adoção destes modelos empíricos desconsidera resistência e deformabilidade, que são propriedades fundamentais do solo. Também os modelo analítico de Loganathan & Poulos (1998) ainda não considera a anisotropia, que é um fenômeno bastante comum nos solos.

A presença da anisotropia em um estudo analítico do comportamento do solo faz a solução se tornar complexa, porém de forma geral, a influência da anisotropia no

comportamento final de uma maciço de solo dependerá sobretudo de suas direções principais. Estas foram as conclusões de Lee & Rowe (1989) que produziram um estudo sobre a influência da anisotropia do solo, analisando deformações induzidas em um maciço anisotrópico por uma escavação subterrânea. Há um consenso que o comportamento mecânico da maioria dos solos naturais tem algum nível de anisotropia.

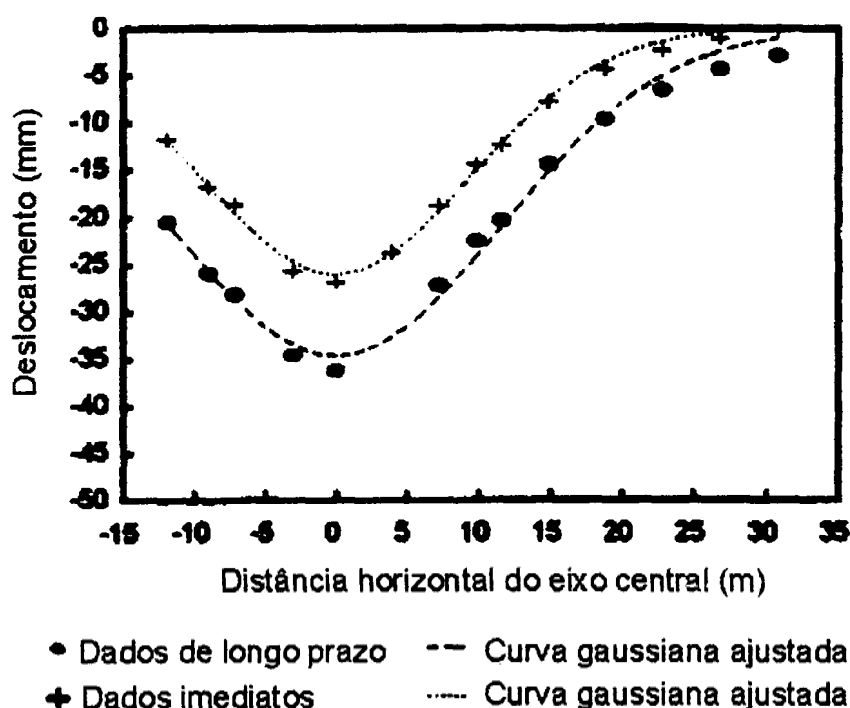


Figura 3.27- Bacia de recalques transversal imediata e de longo-prazo (modificado - Bowers et al. em 1996, citado por Mair, 1998)

A anisotropia é função da fábrica do solo, das tensões naturais e fatores ambientais. Lo et al. em 1977, citado por Lee & Rowe (1989), separa a anisotropia em 2 grupos. O primeiro é inerente aos depósitos de argila, relativos a sua estrutura macroscópica e à orientação da fábrica, a nível microscópico. O segundo é relativo ao estado de tensões e é chamado anisotropia induzida de tensões.

Lee & Rowe (1989) apresentam em seu estudo análises de três tipos de anisotropia: C, M e K que são típicas de casos apresentados na literatura e cujas resistências não drenadas são mostradas na Tabela 3.2. Ainda sobre os parâmetros do solo adotados, a resistência não drenada vertical tem o perfil mostrado na Fig. 3.28.

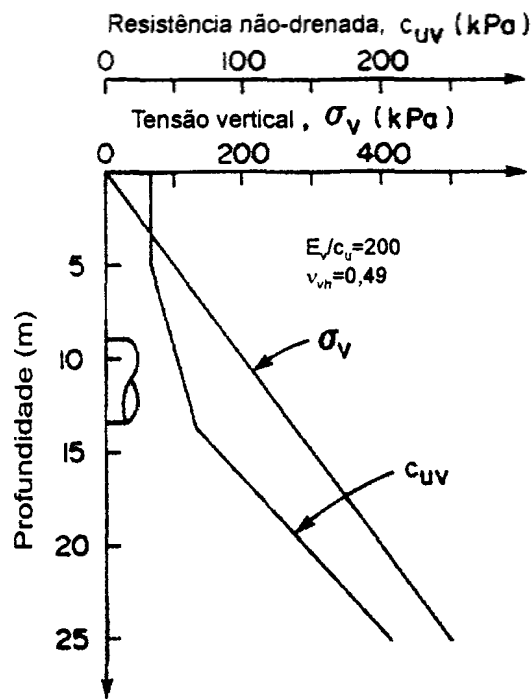


Figura 3.28 - Parâmetros do solos adotados na análise pelo MEF. (modificado - Lee & Rowe, 1989)

Tabela 3.2 - Relações entre resistências não drenadas das anisotropias em estudo.

Tipo de Anisotropia	c_{u45} / c_{uv}	c_{uh} / c_{uv}
M	0,94	0,77
K	0,72	0,91
C	1,03	1,27

Pode-se observar dos resultados da Fig. 3.29 que a anisotropia pode ser bastante desfavorável para escavações onde a presença de estruturas sensíveis venha a determinar um limite para distorções angulares. A curva normalizada de recalques pode levar a conclusões errôneas em uma análise desatenta. Apesar de muito próximos, aparentemente, os comportamentos das bacias de recalques para as diferentes anisotropias na curva normalizada de recalques, na curva de recalques com os valores absolutos, tem-se o comportamento muito mais desfavorável da anisotropia K do que a anisotropia C, quando se observa o aspecto da distorção angular.

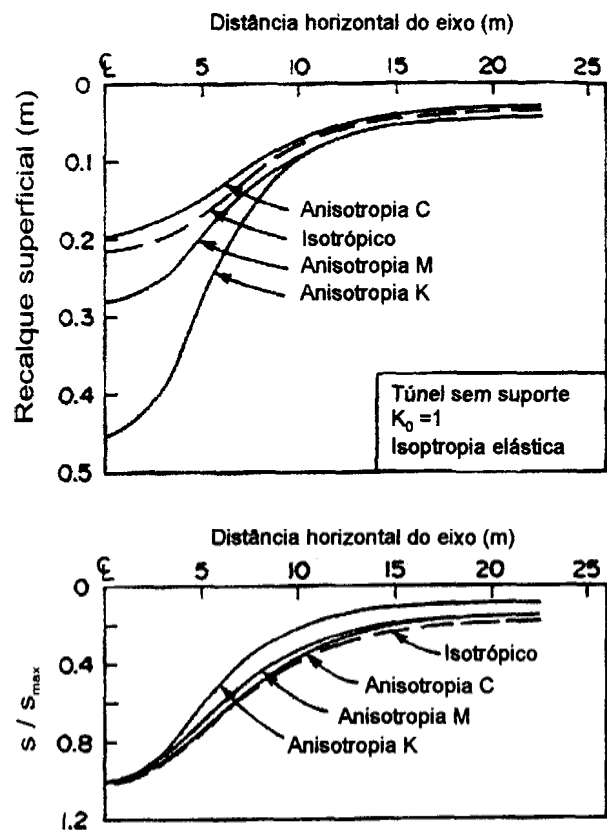


Figura 3.29 - Comportamento de maciços de solo em relação a diferentes tipos de anisotropia (modificado - Lee & Rowe, 1989)

Análogo ocorre ao perfil de recalques observado na Figura 3.30.

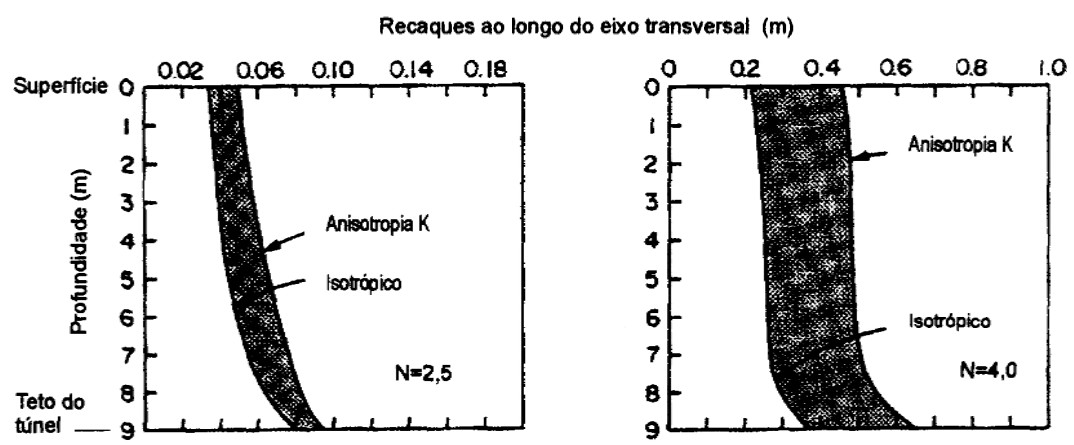


Figura 3.30 - Recalques subsuperficiais para maciços de solo com diferentes relações de anisotropia (modificado - Lee & Rowe, 1989)

A anisotropia K é a mais desfavorável para a indução de deslocamentos no maciço estudado. Porém, quando o valor de N é igual a 2,5, a diferença entre os tipos de solo quanto ao perfil de recalques gerado é bem menor que o perfil de recalques para o valor de N igual a 4. Este fato ressalta a importância do uso de contra-pressão no controle de deslocamentos induzidos.

3.6 O EFEITO DO COLAPSO

Os métodos empíricos de previsão de recalques foram desenvolvidos em países do Hemisfério Norte, na maioria dos casos de clima temperado, onde as condições geológicas e o intemperismo resultante das condições ambientais e a geomorfologia local diferem em muito dos países do Hemisfério Sul, como o Brasil, com grandes extensões de território situado em região de clima tropical.

Os solos do interior do Brasil, principalmente na região do Distrito Federal, pertencem a um grupo de solos que têm comportamento diferenciado quando sofrem alteração do estado de tensões e/ou no grau de saturação, que representa diretamente a variação na sucção mátrica. Este grupo de solos, geralmente com índice de vazios elevados, são denominados por solos porosos e colapsíveis.

O clima regular do interior do Brasil, com duas estações determinantes, uma de chuva e outra de seca, quase sempre com a presença de dias ensolarados durante a fase de seca, permitiram a formação de solos com alto índice de vazios, devido a lixiviação ocorrida nos solos nos períodos intensos de chuva. Este fator associado à solução de óxidos de ferro, segundo Vargas (1993), configuram uma hipótese de evolução pedológica.

Segundo Mendonça (1990) as partículas do solo não lixiviadas repousam sobre uma estrutura macroporosa, em muitos casos floclada, e mantidas por vínculos meta-estáveis. Estes vínculos entre partículas podem ser por exemplo de argila e conferem ao solo uma resistência adicional, não permitindo o deslocamento entre os grãos do solo, porém são suscetíveis de redução de atividade de forma total ou parcial. Em presença de água ou devido à variação do estado de tensões, estas ligações se quebram dando origem a um fenômeno de variação volumétrica caracterizado pelo encolhimento drástico.

Vargas (1993) sugere a existência dos solos porosos colapsíveis nas camadas mais próximas da superfície, que estão sujeitas tanto aos intemperismos físicos, como químicos que

caracterizam o processo pedológico e de lixiviação. Sugere ainda que em geral, abaixo do estrato de solo colapsível haverá uma camada mais rígida.

A redução de volume após o colapso pode chegar a 10% segundo Mendonça (1990). O índice de colapso dos solos do Distrito Federal pode chegar a valores bem mais elevados, como p. ex. 11,6%, segundo Carvalho (1995), sendo, portanto, um solo com grande potencial de colapso.

A estrutura resultante tem muitas vezes propriedades mecânicas diferentes da original, geralmente com maior compressibilidade e menor resistência ao cisalhamento. Nuñez em 1975 e Villar et al. em 1981, citados em Mendonça (1990) mencionam o fenômeno do colapso que ocorre nos solos ao se atingir um determinado nível de tensões, verificando-se uma variação na relação tensão-deformação.

Sobre o colapso, apesar de o fenômeno estar definido com relação ao grande nível de deformações despertado após uma variação da umidade ou alteração do estado de tensões, representado pelo índice de colapso, diretamente função da variação do índice de vazios antes e após a ocorrência do colapso, intuitivamente pode-se associá-lo ao conceito de ruptura, devido ao grande nível de deformações envolvidas que são incompatíveis com as obras de engenharia.

É importante observar que os métodos empíricos tem como hipótese inicial as deformações ocorrerem sem variação de volume. Pode-se fazer uma representação qualitativa do perfil equivalente dos recalques superficiais transversais e longitudinais, apresentado na Figura 3.31a, onde a região 1 descreve um perfil de recalques transversal sem colapso. A região 2 da seção transversal sofreu colapso e a área hachurada representa a quantidade de perda de solo adicionada. A região 3 representa a consequência do colapso no perfil longitudinal de recalques.

Segundo Carvalho (1995), devido as características da argila porosa, Teixeira (1994) e Blanco (1995) obtiveram para os solos da Asa Sul valores de n , o coeficiente presente na Equação 3.8 proposta por Atkinson & Potts (1977), variando de -0,58 a -1,63 e um valor médio de $n=-1,06$. O valor negativo de n refere-se a solos colapsíveis que terão recalque na superfície superiores àqueles obtidos no teto do túnel, *s.c.* Assis et al. (1997) concluem que o ajuste da bacia de recalques usando a curva de Gauss é boa na maioria dos casos, porém o comportamento dos solos de Brasília é muito diferente quando analisado os resultados do

perfil de recalques, onde as relações de V_p e V_s são muito diferentes, onde V_s sempre aparece maior que V_p . Este fato justifica os coeficientes negativos de Atkinson & Potts (1977).

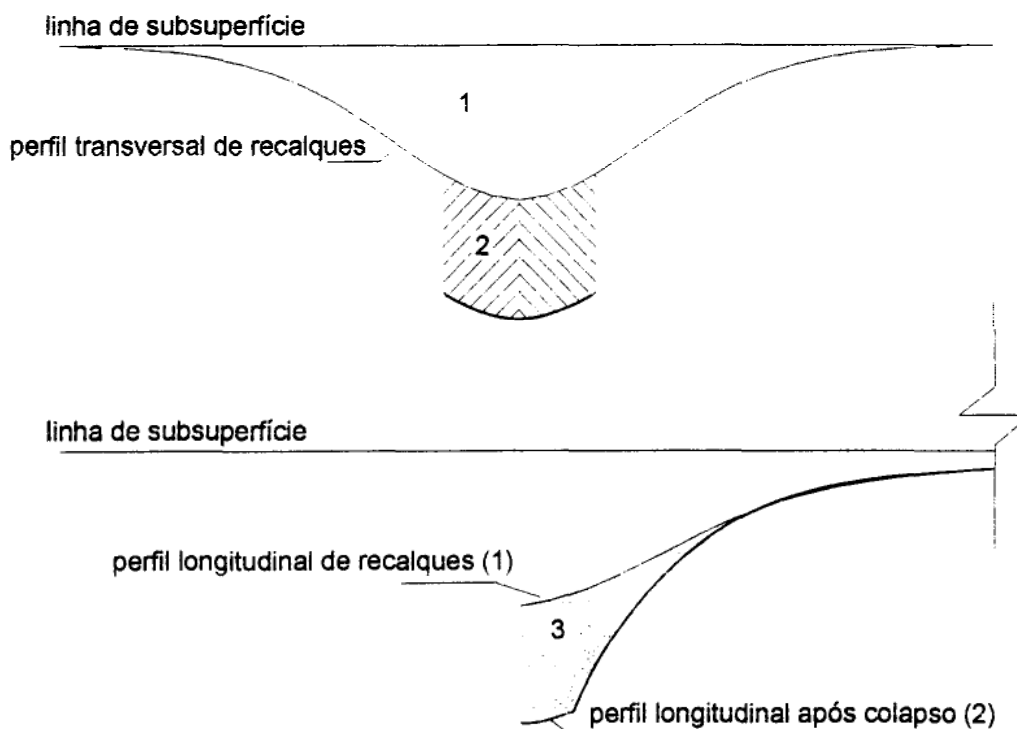


Figura 3.31 - O efeito do colapso em uma bacia de recalque subsuperficial longitudinal

Os valores recomendados de k_a e η , coeficientes adimensionais propostos por Peck (1969), são 1,0 e 0,8 respectivamente. Teixeira & Assis (1994) verificaram para duas seções representativas da argila porosa de Brasília encontraram valores para $k_a=0,8$ e $0,89$ e $\eta=0,89$ em ambas. Teixeira & Assis (1994) encontraram valores de $K = 0,48$ para as argilas porosas colapsíveis de Brasília em retroanálises de dados obtidos do metrô de Brasília.

Pode-se dizer em outras palavras que há um comportamento diferenciado dos solos de Brasília, contráteis, em relação aos de Londres analisados por Mair et al. (1993), que têm comportamento dilatante. Tal diferenciação deve-se sobretudo à colapsividade do solo de Brasília. Depois da ocorrência do colapso na região próxima ao túnel será acarretado um campo de deformações com alteração de volume. O volume das bacias de recalques subsuperficiais a partir do teto do túnel irá sofrer um aumento gradativo até chegar a

superfície. Isto significa que cada linha de subsuperfície terá volume de recalques maior para o mesmo caso sem colapso, sucessivamente até chegar na superfície, culminando com $V_s > V_p$.

A proposição de Mair et al. (1993) para bacia subsuperficial de recalque não é válida para os solos colapsíveis de Brasília e deve ser verificada para outros solos brasileiros, como os solos saprolíticos de São Paulo, o que será feito no Capítulo 5.

O uso de métodos mecanizados em solos colapsíveis deve ser melhor avaliado, pois a presença do "shiled" de escavação se justifica em solos moles e solos não coesivos, dotado de sistema de contrapressão para minimização dos deslocamentos, e portanto, a pressão aplicada com auxílio de fluidos para produção da lama à seção poderia induzir colapso na região em torno da escavação muito maior que para uma escavação manual, cuidadosa e criteriosa. Portanto a existência de um sistema de aplicação de contra pressão, se por um lado diminui as tensões desviatórias, por outro pode alterar o grau de saturação do solo e assim poderia induzir o colapso. Sendo assim, é necessário maiores estudos sobre o uso de métodos mecanizados em solos colapsíveis, principalmente quando da necessidade do uso de contra pressão, tanto técnicos em termos técnicos quanto de viabilidade econômica.

O uso do método "umbrela" em conjunto com a logística de parcialização do método NATM parece ser o mais adequado para as escavações em solos colapsíveis, pois antes de perturbar o maciço de solo, faz-se a sua proteção com a cobertura de enfilagens, que aparentemente tem apenas, após a escavação da região sob o sistema de proteção as seguintes alterações :

- Deslocamentos elásticos do sistema de proteção e conseqüente alteração do estado de tensões do maciço;
- As deformações da face, mas já mimizadas, devido ao isolamento promovido pelas enfilagens;
- Grande minimização da convergência, que é a grande geradora de perdas de solo e alteração do estado de tensões.

Tal conclusão preliminar pode ser corroborada pela execução de um trecho do túnel do Metrô de Brasília onde, devido à necessidade de limitação de recalques, este conjunto de métodos foi aplicado. Neste caso a diferença estava apenas no nome adotado para o sistema de inserção de enfilagens que recebeu a denominação de pré-suporte da seção escavada. Neste trecho os menores recalques superficiais foram obtidos de toda a construção do Metrô de Brasília, chegando à valores de 34 mm.

3.7 DESLOCAMENTOS DE ESTACAS - LOGANATHAN & POULOS (1999)

O comportamento dos elementos de fundação profunda mediante aos movimentos do maciço de solo circundante devido à escavação do túnel tem características inerentes à rigidez dos elementos, rigidez relativa entre solo e elemento, dimensões, posição relativa aos eixos transversais e longitudinais do túnel, quantidade de movimento do maciço de solo que pode ser relacionado à perda de solo, como já demonstrado. Um estudo numérico que referencia este caso foi apresentado por Loganathan & Poulos (1999), que mostra o comportamento de um elemento de fundação profunda submetido às alterações de uma escavação subterrânea.

3.7.1 RESPOSTA DA ESTACA EM UM CAMPO DE DESLOCAMENTOS

Uma estaca de fundação sofrerá deslocamentos axiais, deflexão lateral, momentos e rotação do topo devido aos deslocamentos do maciço de solo. A solução analítica proposta por Loganathan & Poulos (1998) foi implementada em programas computacionais e os resultados obtidos serão analisados como forma de referenciar o comportamento de uma estaca imersa num maciço de solo e sujeita aos seus deslocamentos. O programa usado na análise foi o GEPAN, e os resultados foram checados com os programas PIGLET, de Randolph em 1980 e DEFPIG de Poulos em 1990, citados por Loganathan & Poulos (1999).

A Fig. 3.32 ilustra o caso geral estudado por Loganathan & Poulos (1999). As componentes verticais e horizontais dos deslocamentos induzidos pela escavação irão causar atrito negativo na estaca, gerando recalque e possível redução significativa na capacidade de carga da estaca. No estudo, Loganathan & Poulos (1999) somente consideraram o comportamento elástico dos materiais envolvidos. A interação solo-estrutura, carga aplicada, compatibilidade, interação de tensões e movimento da ponta da estaca foram considerados. A estaca dividida em elementos terá o movimento vertical de cada elemento de pendente da interação de tensões entre solo-estaca, do módulo ou da rigidez do solo, e também dos movimentos livres que forem impostos à estaca.

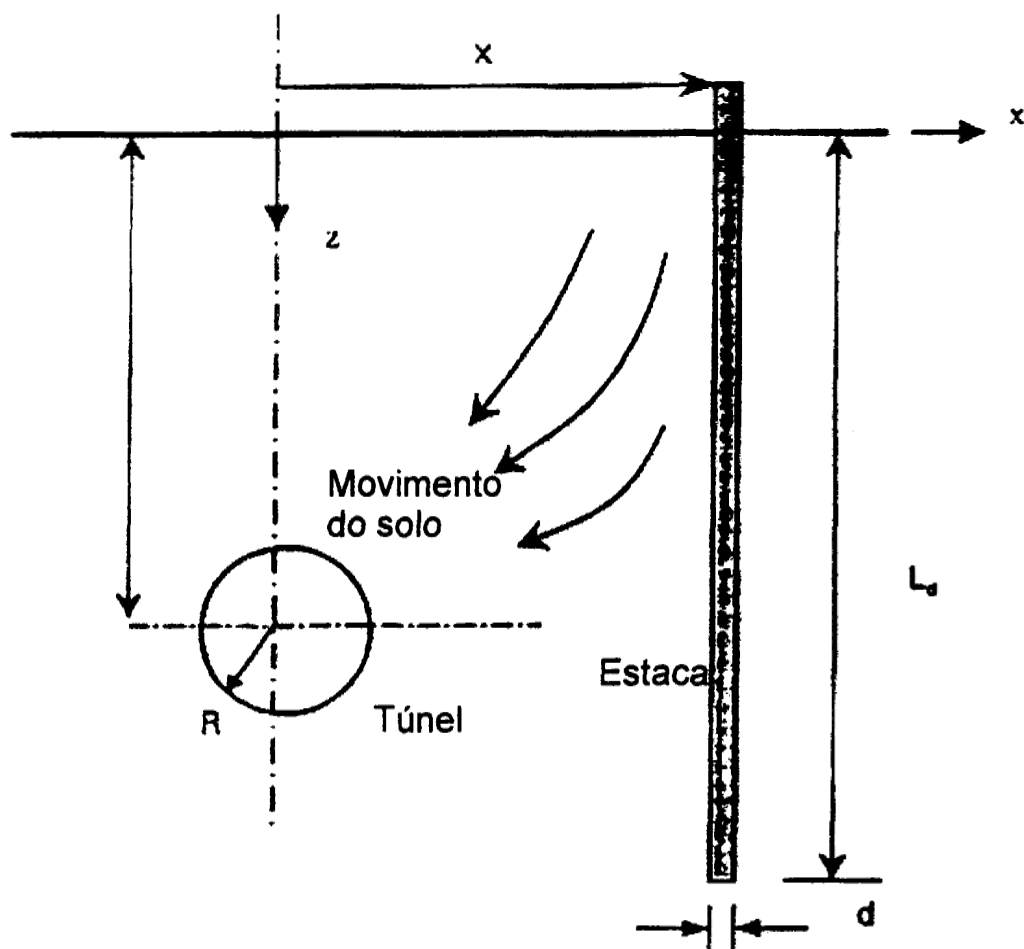


Figura 3.32 - O problema básico analisado de uma estaca adjacente a um túnel em construção (modificado - Loganathan & Poulos, 1999)

O caso analisado tem os seguintes parâmetros adotados para o solo, a estaca e geometria do túnel:

- O solo é uma camada profunda de argila homogênea, com comportamento não drenado e $c_u = 60$ kPa e módulo de Young $E = 24$ MPa.
- O raio do túnel é $R = 3$ m e a profundidade do eixo é $H = 20$ m.
- A estaca tem $d = 0,5$ m, comprimento $L = 25$ m e módulo de Young $E_p = 3000$ MPa

O nível da ponta da estaca foi variado e também é analisado. Os estudos levam em conta 3 perdas de solo, 1%, 2,5% e 4,5%. A Fig. 3.33 mostra o movimento do solo sem a presença da estaca calculados a partir da Equação 3.46 e 3.49. Observa-se que os movimentos do solo são proporcionais ao aumento da perda de solo, o que era esperado. O máximos

deslocamentos verticais e horizontais ocorrem ligeiramente acima do eixo do túnel, e refletem a condição de contorno adotada para a derivação da perda de solo a partir da Equação 3.43.

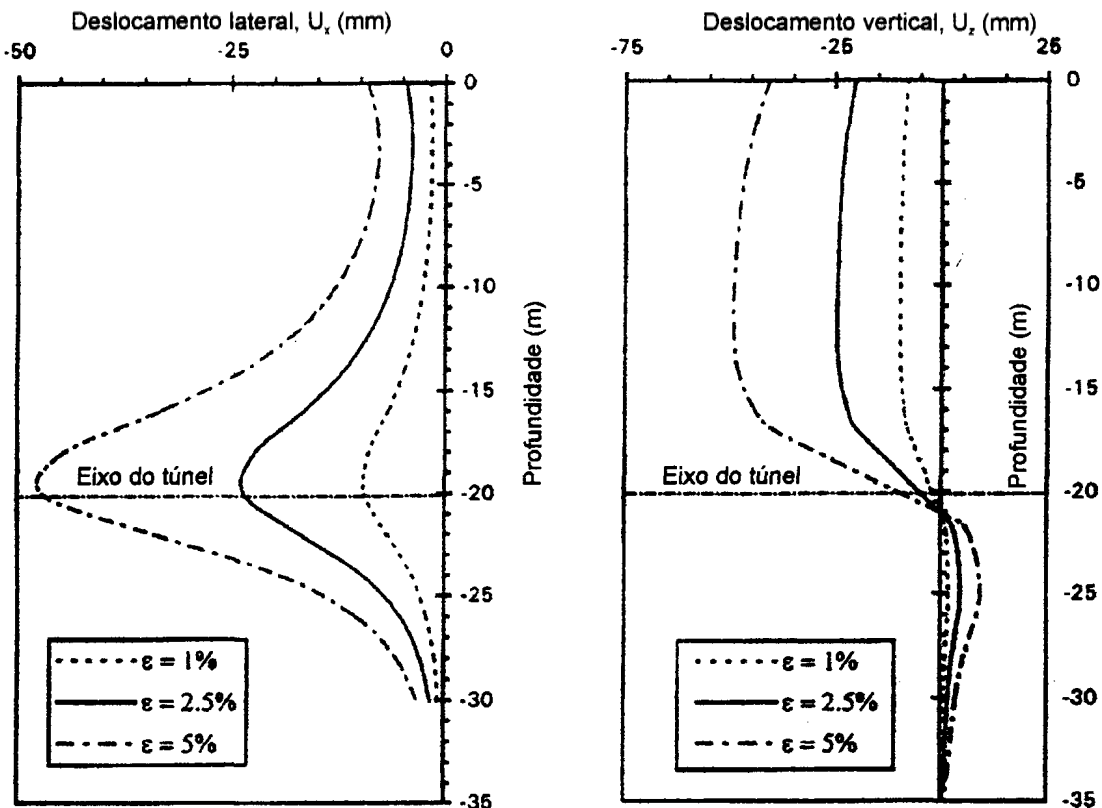


Figura 3.33 - Deslocamentos de solo em $x = 4,5$ m (posição da estaca).

A Fig. 3.34 mostra a resposta da estaca para momento, deflexão lateral, força de atrito negativo e movimento vertical ao longo da estaca. Loganathan & Poulos (1999) concluíram sobre os resultados:

- A magnitude dos efeitos na estaca é sempre proporcional à perda de solo e considerando o comportamento elástico pode-se normalizar a resposta da estaca com a perda de solo;
- As deflexões laterais da estaca são muito similares às do solo, para os três casos, o que reflete a relativa flexibilidade da estaca;
- O perfil do momento tem duas curvaturas, com o valor máximo ocorrendo no nível do eixo horizontal do túnel;
- O recalque da estaca mostra que a compressão elástica da estaca ocorre, mas o recalque da cabeça da estaca é menor que o do solo equivalente;

- Uma grande força que puxa a estaca para baixo é desenvolvida ao longo do comprimento na análise elástica.

3.7.2 ESTUDO PARAMÉTRICO

O campo de deslocamentos gerados por uma escavação subterrânea era estudado até então, por métodos empíricos, que tomavam como referência obras anteriores e em condições geológico-geotécnicas semelhantes. Tal abordagem não permitia a consideração da presença de estruturas subterrâneas, seja ela qual fosse a sua natureza. A apresentação de um método analítico permite avaliar o campo de deslocamentos gerado por uma escavação subterrânea do ponto de vista geotécnico, onde os parâmetros geotécnicos podem ser considerados e os comportamentos típicos de cada solo pode ser melhor observado. A consideração da perda de solo oval, proposta por Loganathan & Poulos (1998) é um bom modelo a se adotar, que permite que melhores observações ainda do comportamento do maciço de solo que recebe uma escavação subterrânea sejam feitas, já que a consideração da perda de solo oval se aproxima mais fisicamente da realidade do que a perda de solo circular até então adotada por Verruij & Booker (1996).

Fatores significantes do comportamento da estaca podem ser avaliados com estudo numérico aplicado a uma estaca presente em uma campo de deslocamentos gerado pela Equação 3.43, segundo Loganathan & Poulos (1999). Analisando os parâmetros: posição lateral da estaca, comprimento da estaca, diâmetro da estaca e perda de solo chega-se a conclusões interessantes sobre as obras subterrâneas e seus efeitos nas fundações profundas. Os valores usados na análise são os seguintes:

- Diâmetro da estaca, $d = 0,5 \text{ m}$, $d = 0,8 \text{ m}$, $d = 1,0 \text{ m}$, $d = 1,2 \text{ m}$;
- Comprimento da estaca, $L_d = 15 \text{ m}$, $L_d = 20 \text{ m}$, $L_d = 25 \text{ m}$ (ponta da estaca acima do eixo do túnel, em frente e abaixo, respectivamente);
- Média de perda de solo 1, 2,5 e 4,5%;
- Distância lateral normalizada, $x/H = 0$ a 2.

O diâmetro do túnel igual a 6 m e a profundidade igual a 20 m não foram alterados no estudo de Loganathan & Poulos (1999). Pode ser observado que o padrão de deformação da estaca é idêntico e proporcional à perda de solo, portanto permitindo a normalização pela perda de solo.

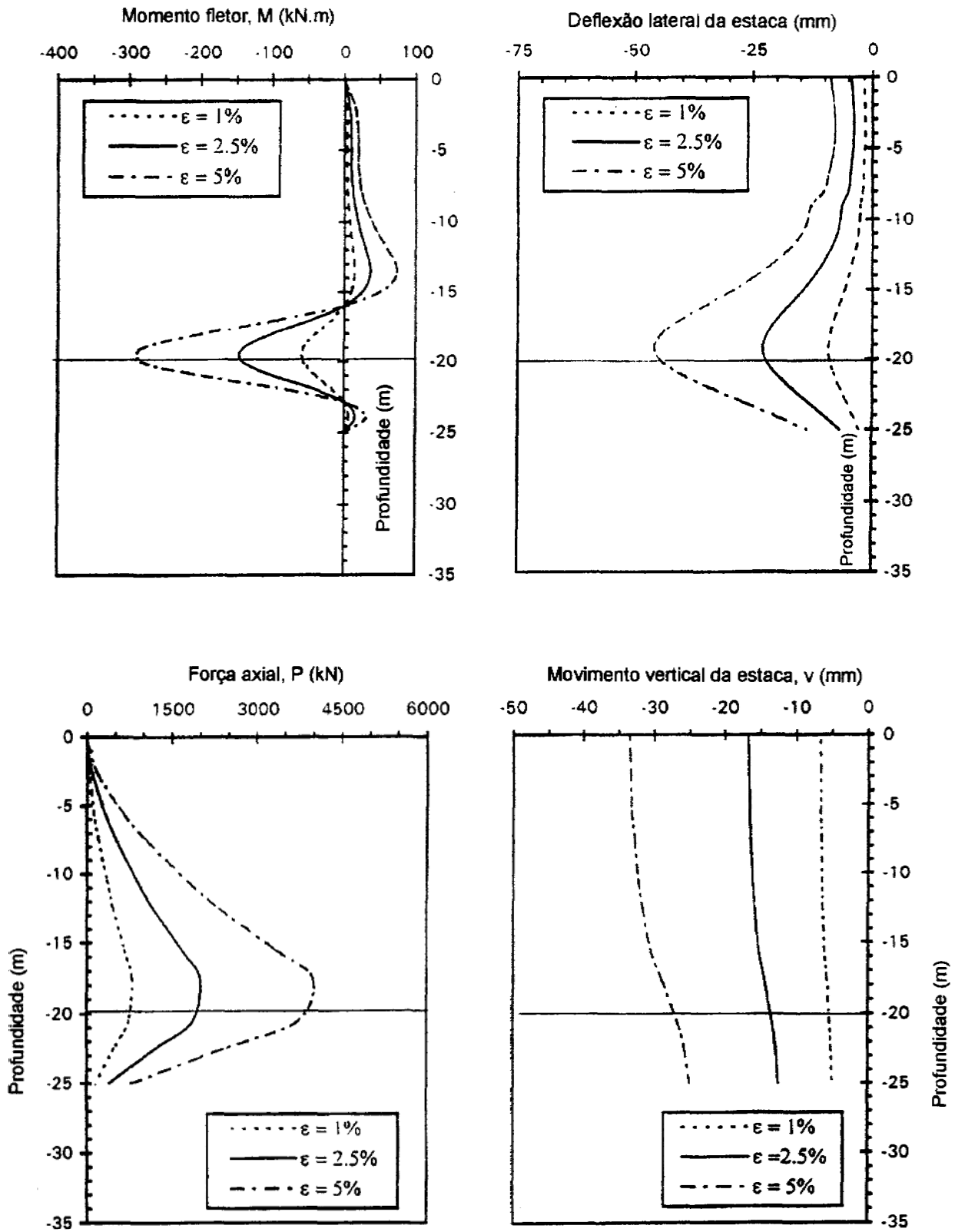


Figura 3.34 - Resposta típica da estaca em $x = 4,5\text{m}$ (posição da estaca).

A Fig. 3.35 mostra o índice S_p/S_f de recalque da cabeça da estaca pelo recalque do solo com a distância lateral normalizada. Loganathan & Poulos (1999) concluíram que :

- O índice decresce sem linearidade com a distância lateral normalizada para todos os comprimentos de estaca. O recalque da estaca é significativo na vizinhança do túnel.
- Para $L_d/H > 1$ (ponta da estaca abaixo do eixo do túnel), $S_p/S_f < 1$ para todos os comprimentos. Pode-se concluir que quando a ponta da estaca estiver abaixo do túnel, o recalque da cabeça da estaca será menor que o da bacia de recalque superficial e por isso não haverá nenhuma pressão de solo atuando embaixo de uma edificação. Então, apenas o recalque da cabeça da estaca deverá ser considerado na avaliação do risco de danos à edificação devido à escavação subterrânea. Pode ser também observado que estaca com diâmetros maiores recalcam menos, e portanto deve-se propor o alargamento do fuste das estaca em caso de túnel passando pelo meio urbano.
- Para $L_d/H = 1$, $S_p/S_f > 1$ para $x/H < 0,3$ e $S_p/S_f < 1$ para $x/H > 0,3$. As condições mostradas denotam que a bacia de recalque da cabeça da estaca e a do solo interagem na vizinhança do túnel ($x/H < 0,3$) e o recalque superficial resultante está sujeito a modificações na proporção da relação de rigidez entre solo-estrutura. O padrão de recalque superficial modificado deverá ser considerado na análise dos danos induzidos à edificação devido à escavação subterrânea. Deve ser observado também que o diâmetro da estaca não tem efeito significativo perto do túnel, mas se torna considerável quando a distância do túnel aumenta.
- Para $L_d/H < 1$, $S_p/S_f > 1$ para distância horizontal $x/H < 0,5$ e $S_p/S_f < 1$ para $x/H > 0,5$. Isto mostra que haverá maior interação entre a bacia de recalque da cabeça da estaca e a bacia de recalque do maciço de solo, e portanto a bacia superficial de recalque será modificada. Ressalta-se mais uma vez que o diâmetro da estaca não é significativo.

A variação da deformação lateral da estaca máxima pelo movimento lateral da cabeça da estaca com, índice L_p (PH) com a distância lateral normalizada x/H é apresenta Fig. 3.36. Sobre as curvas Loganathan & Poulos (1999) concluem que:

- O efeito do diâmetro da estaca não é significativo para os três comprimentos de estaca e a máxima deflexão da estaca ocorre na cabeça da estaca , entre o ponto de inflexão da bacia de recalque ($x/H=0,51$).
- Quando o nível da ponta estaca está em frente ao eixo horizontal; do túnel ($L_d/H=1$), a diferença entre o movimento da cabeça e da ponta da estaca é muito grande desde que a estaca

esteja localizada numa profundidade onde a máxima deformação lateral do solo ocorra. A estaca se move acompanhando o solo e está sujeita à rotação livre.

- Em estacas longas ($L_d/H > 1$) a rigidez da estaca reduz a deformação lateral máxima no nível do eixo do túnel.

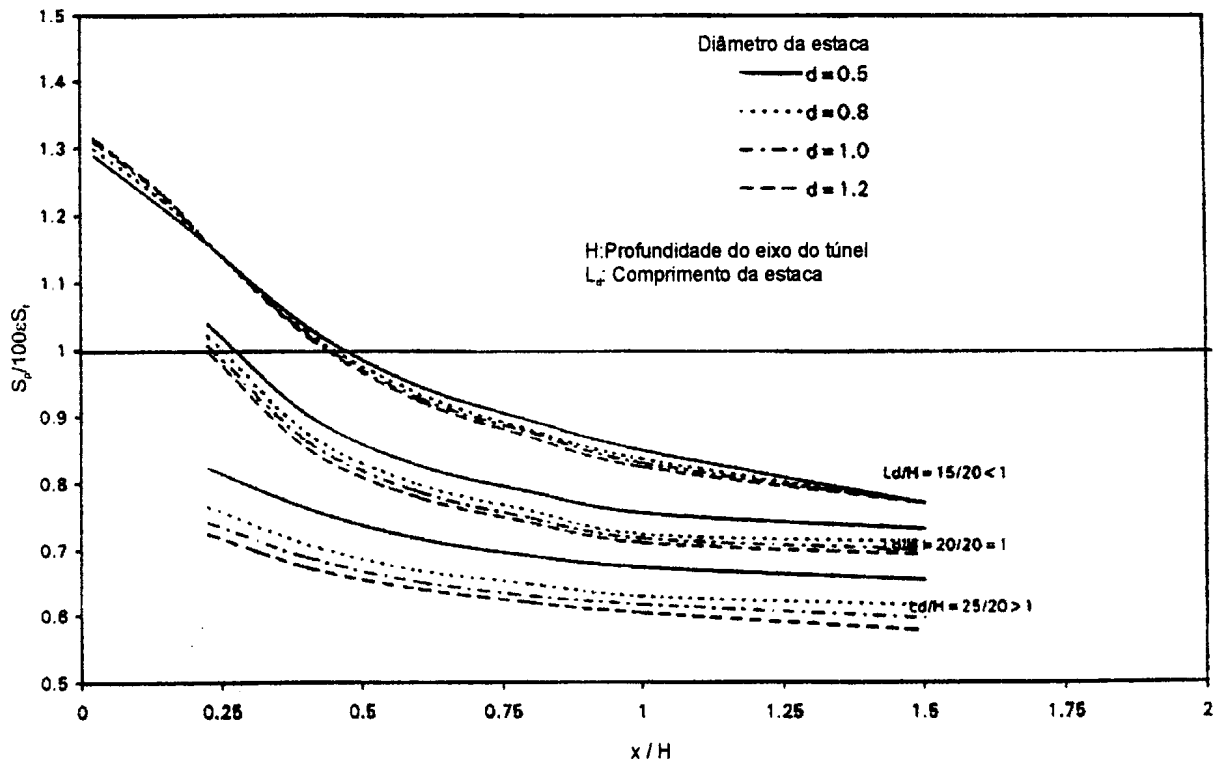


Figura 3.35 - Variação do valor do índice de recalque da cabeça da estaca pelo maciço de solo com o índice da distância lateral pela profundidade do túnel (modificado - Loganathan & Poulos, 1999)

A Fig. 3.37 mostra a variação do momento normalizado induzido ($M_{max}.d/EI$) com a distância lateral normalizada. Sobre as curvas Loganathan & Poulos (1999) escrevem:

- O momento máximo induzido numa estaca é significativo na vizinhança do túnel ($x/H < 0,5$).
- Momentos induzidos são proporcionais a magnitude da curvatura do padrão de deformação da estaca. Estaca longas ($L_d/H > 1$) são sujeitas a grandes deformações e portanto grandes momentos são induzidos.
- Momentos induzidos são maiores para os diâmetros maiores devido à maior rigidez à flexão.

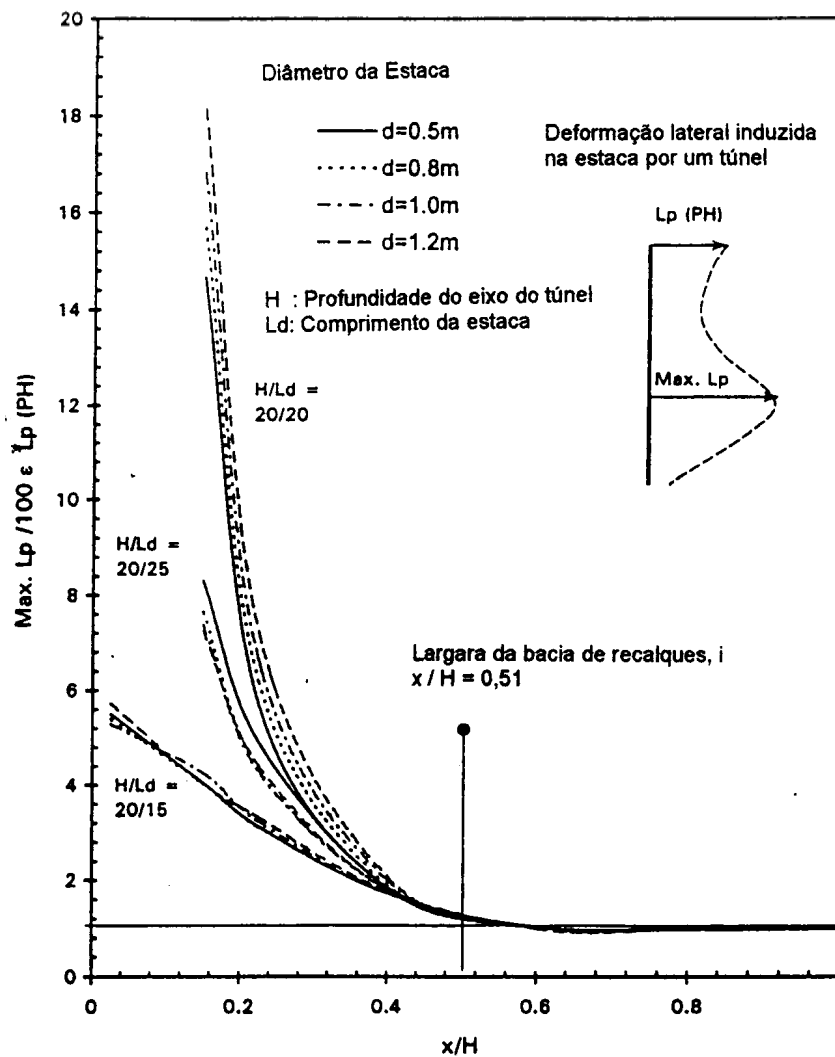


Figura 3.36 - Variação do deslocamento lateral pelo deslocamento da cabeça da estaca versus a relação da distância transversal pela profundidade do túnel (modificado - Loganathan & Poulos, 1999)

A rotação da cabeça da estaca é importante parâmetro para estimativa do momento induzido e das deformações distorcionais na edificação. A Figura 3.38 mostra a variação do índice de rotação da superfície do solo (β) pela rotação da cabeça da estaca (d) com a distancia horizontal normalizada. O grau de liberdade da cabeça da estaca é zero, ou seja, liberdade de movimento para a análise. Loganathan & Poulos (1999) concluem que:

- O efeito do diâmetro da estaca não é significativo para distancias horizontais maiores que $x/H = 1$, para todos os comprimentos de estaca.
- Para diâmetros idênticos de estaca a relação b/d é a mesma para os três comprimentos de estaca para distancia horizontais superiores a $x/H = 0,51$. Isto mostra a rotação da cabeça da

estaca e a rotação da bacia de recalque do solo são sujeitas a variações com respeito ao ponto de inflexão da bacia de recalque superficial.

- Estacas de diâmetros pequenos são sujeitas a maiores rotações que as de grande diâmetro, devido a sua maior flexibilidade.

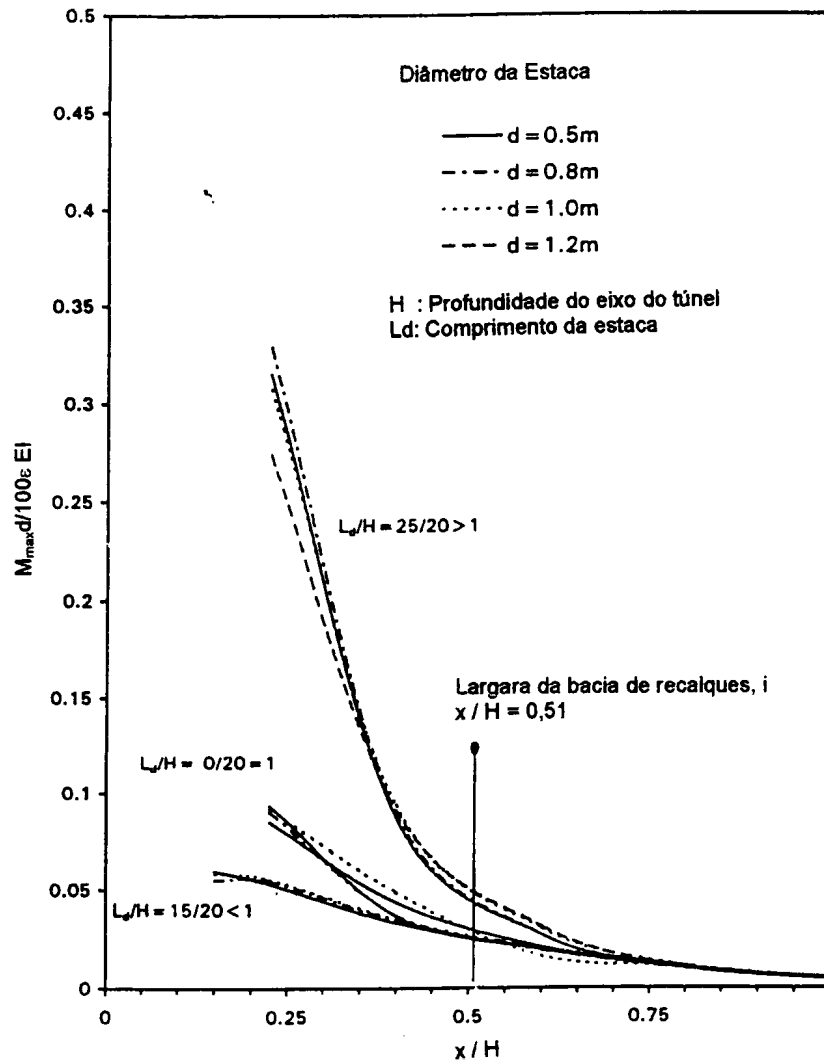


Figura 3.37 - Variação do momento fletor normalizado com a distância lateral normalizada (modificado - Loganathan & Poulos, 1999)

Segundo Loganathan & Poulos (1999) as limitações dos métodos empíricos em avaliar os deslocamentos de subsuperfície e a complexidade e o tempo computacional dos métodos numéricos, principalmente os MEF que é ferramenta básica para uma análise numérica acurada, possibilitam a apresentação de um método analítico e elástico para a avaliação dos deslocamentos de superfície e subsuperfície com o objetivo de avaliação rápida das deformações inerentes ao processo requerendo a estimativa do coeficiente de Poisson.

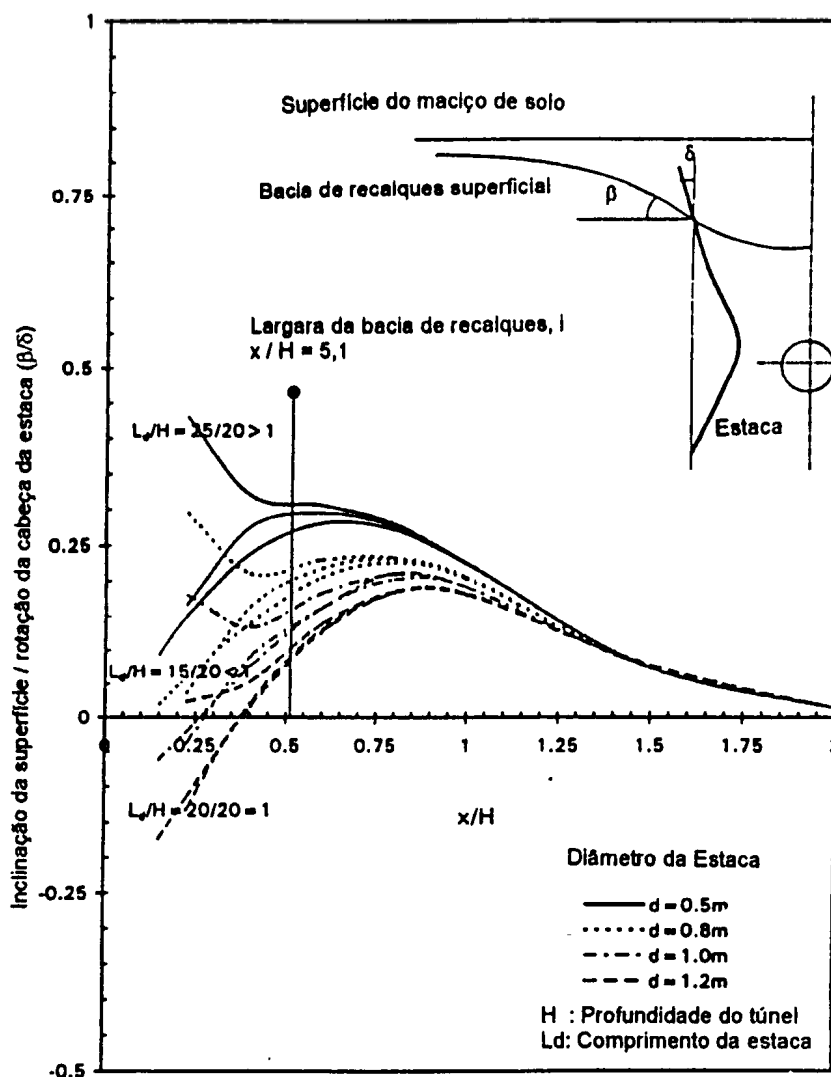


Figura 3.38 - Variação da rotação da superfície do maciço pela rotação da cabeça da estaca versus a distância lateral normalizada (modificado Loganathan & Poulos, 1999)

Para abordagem dos casos reais pode-se separar as fundações profundas presentes na adjacência de uma construção subterrânea em três casos:

- Eixo do túnel abaixo da ponta da estaca ($L_d/H < 1$): Significantes recalques na estaca são induzidos, adicionalmente a momentos, deformações laterais e rotação da estaca. O recalque da cabeça da estaca pode exceder o recalque superficial equivalente para uma distância em torno de uma vez a profundidade do túnel. A modificação na superfície de recalque pode ser usada para avaliar os danos induzidos na edificação. O diâmetro da estaca pouco influi no comportamento desta situação.

- Eixo do túnel em frente a ponta de estaca ($L_d/H = 1$): As deformações laterais induzidas são significantes neste caso. O recalque da cabeça da estaca excede o recalque do maciço apenas na vizinhança do túnel.
- Eixo do túnel escavado acima da ponta da estaca ($L_d/H < 1$): O momento induzido pode ser significativo neste caso. O recalque da cabeça da estaca é menor que o recalque do solo equivalente, e portanto a bacia de recalque da cabeça da estaca pode ser considerada para a avaliação dos danos induzidos em edificações.

O comprimento da estaca não afeta consideravelmente a rotação da cabeça da estaca, mas o diâmetro da estaca tem influência neste parâmetro. A rotação da cabeça da estaca é grande no ponto de inflexão da bacia de recalque superficial.

Na avaliação dos danos induzidos devido à escavação subterrânea em edificações, a construção do túnel induz esforços adicionais na fundação: momentos, deflexão lateral, recalques e rotação das estacas. Estes esforços adicionais poderão ser tratados na concepção do projeto.

Até aqui foram avaliados o campo de deslocamentos induzidos no maciço de solo pelas escavações subterrâneas. Estes deslocamentos podem ser representados por métodos empíricos, e previstos pelos métodos numéricos. Loganathan & Poulos (1999) propõem uma forma analítica de previsão destes deslocamentos induzidos e considerações importantes sobre a presença de uma estaca neste maciço foram apresentadas. No Capítulo 4, os critérios de danos induzidos serão estudados para estabelecer uma ligação entre o campo de deslocamentos induzidos e a sua influência em estruturas adjacentes, objetivando conceber uma forma adequada de ser feita a abordagem da possibilidade de danos induzidos às edificações circundantes, considerando os seus diversos níveis, tanto estruturais como de utilização.

CAPÍTULO 4

CARACTERIZAÇÃO E PREVISÃO DOS DANOS EM EDIFICAÇÕES DEVIDO A ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS

O desenvolvimento dos perfis de recalque transversal e longitudinal apresentados nos capítulos anteriores durante e após o processo construtivo de túneis terá como consequência importantes alterações na interação do solo com edificações adjacentes. Estas alterações estendem seus efeitos também a elementos de fundação das edificações e aos serviços urbanos. Como consequência, modificações no desempenho destas estruturas edificações ocorrerão de variadas formas, desde alterações desprezíveis até podendo ocorrer a perda da estabilidade da edificação. Segundo O'Reilly & New (1982), a interação solo e estrutura poderá ser extremamente complexa. Porém, alguns padrões de comportamento das estruturas mediante a influência de escavações subterrâneas foram observados e sistematizados originalmente por Boscardin & Cording (1989) e posteriormente por Mair et al. (1996).

As abordagens que serão apresentadas deverão ser sempre atualizadas e serem dados de entrada de um bom sistema de informação, principalmente um de banco de dados que dê suporte ao manuseio e à organização do grande número de dados envolvidos. Segundo Fontoura (1995), o investimento em bases de informação geológico-geotécnicas é a tendência internacional com o objetivo de servir de apoio em decisões técnicas e políticas relativas a obras subterrâneas urbanas.

4.1 EDIFICAÇÕES URBANAS

A grande maioria das edificações urbanas atuais são construídas com uma estrutura que tem a função de receber as solicitações inerentes a sua vida útil, que são o peso próprio e as cargas acidentais, para as quais foram dimensionadas. No Brasil o conjunto destas estruturas, pilares, vigas e lajes entre outras, é denominado de superestrutura e podem ser de aço ou concreto armado, por exemplo. Completam a edificação urbana elementos que compõem os painéis de vedação que tem função de isolamento acústico, térmico e de isolamento do exterior com o interior, podendo ser de alvenaria ou vidro. Porém edificações antigas e históricas, e mesmo construções modernas, que usaram por exemplo a técnica da alvenaria

estrutural, tiveram suas construções executadas sem a existência desta superestrutura, e portanto seu comportamento é diferenciado quando estão sujeitas as movimentações do maciço de solo, sendo mais rígidas e portanto mais frágeis. Pode-se então, separar as edificações urbanas e que serão objeto de análise neste trabalho em :

- Edificações estruturadas
- Edificações não estruturadas

Tal classificação se faz necessária principalmente devido ao caráter histórico de muitas edificações não estruturadas existentes nos grandes centros urbanos que em geral não permitem intervenções preventivas e que exigem uma previsão acurada dos possíveis danos induzidos pelas escavações subterrâneas. Ainda, pode-se considerar como edificação urbana típica atual existente no Brasil aquela composta pela superestrutura de aço ou concreto armado e pelos painéis de vedação externos e internos em alvenaria.

4.2 DEFORMAÇÕES ADMISSÍVEIS

O principal carregamento imposto ao solo por uma edificação urbana é a carga vertical, na quase totalidade dos casos. Portanto, em geral, a deformação principal no solo produzida pelas edificações se dá através do deslocamento vertical, com sentido da aceleração da gravidade, chamado de recalque. O deslocamento contrário é chamado de soerguimento e sua ocorrência natural é rara, dependendo mais de características do solo do que da construção de uma edificação.

Os mecanismos físicos dos quais decorrem os recalques possibilitam a separação dos recalques em dois grupos: recalques imediatos e recalques de longo prazo. As obras de túneis podem induzir novos recalques imediatos e de longo prazo nas fundações de edificações.

4.2.1 RECALQUES ABSOLUTOS, DIFERENCIAIS, DISTORCIONAIS E ADMISSÍVEIS

Três definições de recalques são importantes:

- Recalque absoluto " s " - é o valor total do deslocamento de um ponto da fundação, desde o início da construção;
- Recalque diferencial " δ " - é o valor do deslocamento relativo entre dois pontos da fundação;

- Recalque distorcional ou distorção angular “ β ” – é a relação entre o recalque diferencial e a distância horizontal entre os dois pontos que definem o recalque diferencial. É aproximadamente igual a rotação de vãos da edificação devido aos recalques.

Os recalques absoluto, diferencial e distorcional podem causar danos à funcionalidade de edificações, tubulações de água e esgoto e cabos elétricos e telefônicos. Danos à superestrutura são causados por recalques distorcionais, ou pelo respectivo índice de deflexão. A Fig. 4.1 apresenta o esquema representativo dos recalques definidos anteriormente, onde A, B, C e D são pontos de apoio de uma edificação.

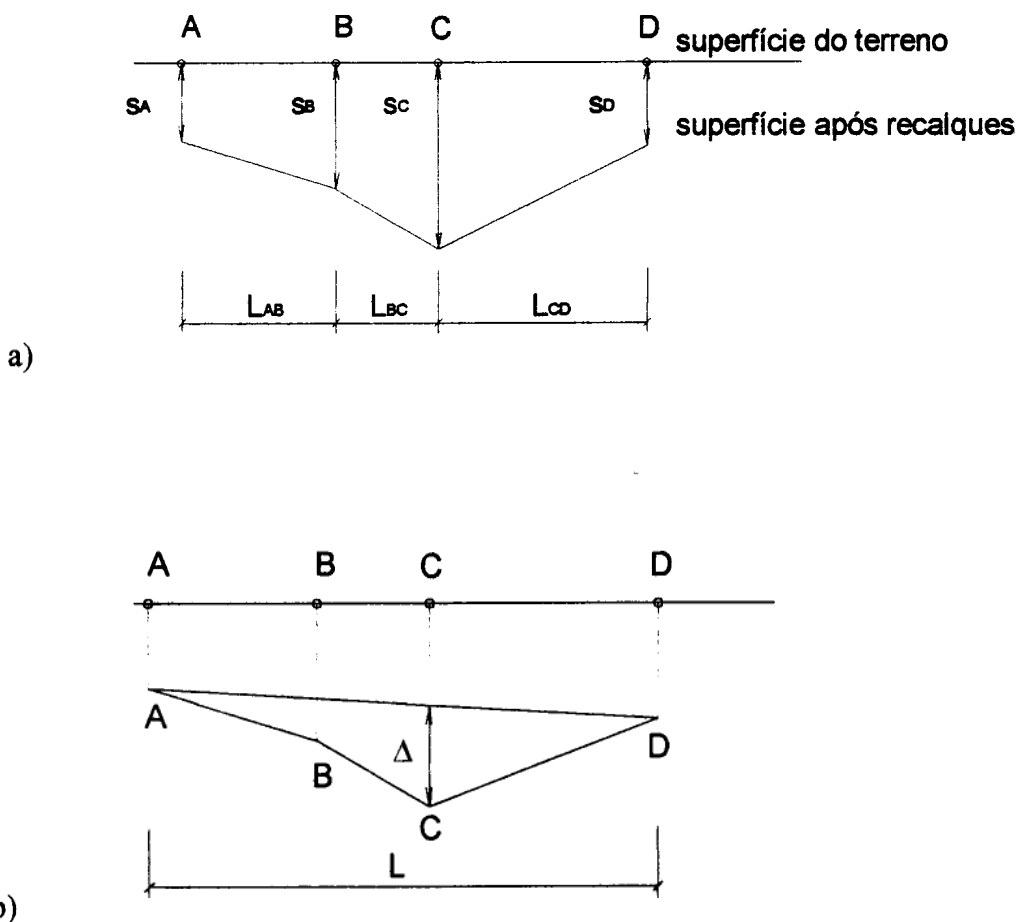


Figura 4.1 - Diagramas de recalques e definições: (a) Recalques absolutos dos pontos A a D; (b) Deflexão Δ e índice de deflexão

Da Fig. 4.1, pode-se escrever:

$$\delta_{AB} = S_B - S_A \quad (4.1)$$

$$\beta_{AB} = \delta_{AB} / L_{AB} \quad (4.2)$$

Onde

δ_{AB} é o recalque diferencial entre os pontos A e B; e

β_{AB} é o recalque diferencial específico entre A e B, segundo NBR 6122 (ABNT, 1996).

Outra definição importante para o estudo é a deflexão Δ , que é definida para um determinado vão de uma edificação, como sendo a maior distância do perfil de recalque relativo a uma linha reta que interliga dois pontos extremos do perfil de recalque, e o índice de deflexão (Δ/L), que é a relação entre Δ e a distância entre os pontos extremos da edificação, (Fig. 4.1). A Fig. 4.2a mostra a distorção angular (Boscardin & Cording, 1989) de uma edificação, a rotação do eixo da edificação α e deslocamentos horizontais para uma edificação sujeita a deslocamentos horizontais. Pode-se escrever a deformação horizontal para os deslocamentos da Fig. 4.2b por:

$$\epsilon_h = (\rho_{h3} - \rho_{h1}) / L_{13} \quad (4.3)$$

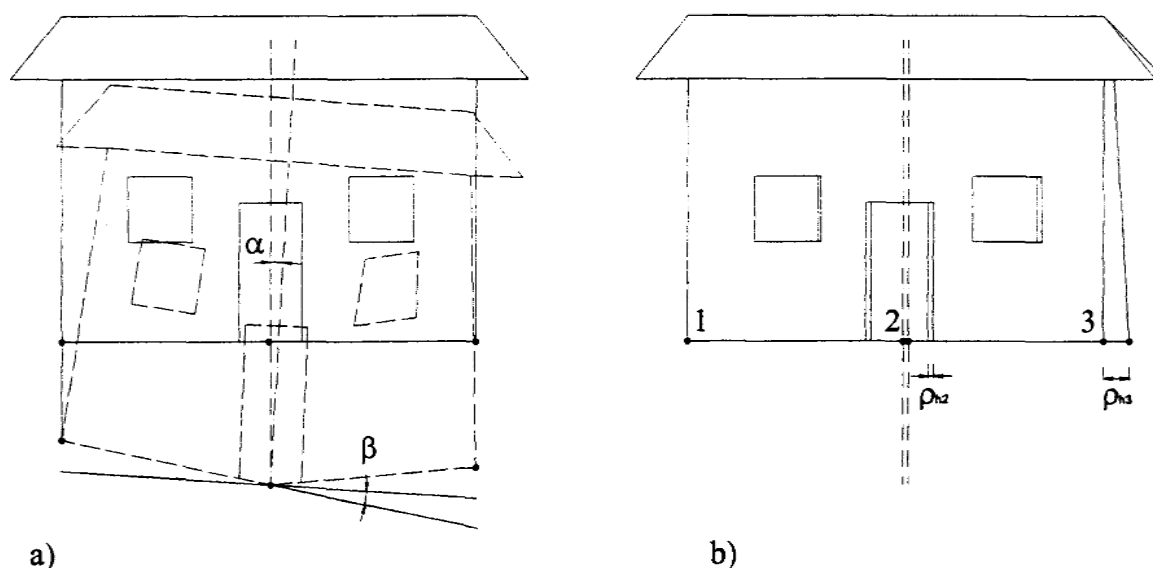


Figura 4.2 - Distorção angular e deformação horizontal segundo Boscardin & Cording (1989): (a) Definição de distorção angular (β); (b) Definição de deformação horizontal (ρ).

Na Fig. 4.2 pode-se observar uma distorção angular diferente da definição dada pela norma NBR 6122 (ABNT, 1996). Portanto, será adotada como distorção angular a definição de Boscardin & Cording (1989). Ainda na Fig. 4.2 pode ser observado a rotação do eixo da estrutura, indicada por α .

Atualmente, durante a concepção de um projeto de fundações não há uma regra definida para a quantidade de recalques absolutos admissíveis. Mas sabe-se que ao limitá-los, estarão conseqüentemente controlados os recalques diferenciais e distorcionais. Burland et al. (1977), sugerem valores de recalques absolutos e diferenciais totais para estruturas usuais, separando os casos de fundações em areias e argilas conforme observa-se na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Valores sugeridos de recalques absolutos e diferenciais (modificado - Burland et al., 1977)

1. Fundações Rasas em Areias	
recalque diferencial máximo δ_{\max}	25 mm
1.1 Sapatas Isoladas:	
recalque absoluto máximo s_{\max}	40 mm
1.2 Radiers:	
recalque absoluto máximo s_{\max}	65 mm
2. Fundações Rasas em Argilas	
recalque diferencial máximo δ_{\max}	40 mm
2.1 Sapatas Isoladas	
recalque absoluto máximo s_{\max}	65 mm
2.2 Radiers:	
recalque absoluto máximo s_{\max}	100 mm

A norma brasileira NBR 6122 (ABNT, 1996) também não determina a limitação de recalques absolutos ficando este a critério do profissional responsável pelo projeto de fundação da edificação.

O trabalho de Silva & Bressani (1994) faz um levantamento de muitos casos de edificações danificadas e relaciona o tipo de fundação com os danos. Dos 548 casos estudados (edificações danificadas), 77% ocorreram em edificações com elementos de fundação superficiais, 14% em edificações com fundações mistas, isto é, parte de edificação

suportada por fundações superficiais e parte por fundações profundas e apenas de 9% ocorreram em edificações construídas com elementos de fundação profunda.

Apesar da pesquisa ter sido executada no Rio Grande do Sul, ressalta-se que as diversas causas apontadas como fatores determinantes para este desempenho discrepante dos dois grupos de tipos de elementos de fundação são inerentes aos processos construtivos dos centros urbanos brasileiros, com maior ou menor intensidade, e portanto as previsões de deslocamentos e danos induzidos às edificações deverá receber maior atenção quando envolverem as edificações que tem os elementos de fundações superficiais.

4.3 CLASSIFICAÇÃO DE DANOS E CRITÉRIOS DE AVALIAÇÃO DE EDIFICAÇÕES

As abordagens de Boscardin & Cording (1989), que se baseiam no trabalho de Burland et al. (1977) e Mair et al. (1996), que traz as novas considerações de Burland em 1995, citado por Mair et al. (1996), se apresentam bem adequadas na classificação de danos induzidos em edificações devido às escavações subterrâneas.

O conceito deformação de tração limite é usado nestas abordagens, representando fisicamente a capacidade de resistência à tração dos materiais, inicialmente proposto por Polshin & Tokar em 1957, citados por Boscardin & Cording (1989), que mostrava a relação entre uma deformação de tração crítica ou limite necessária para que uma fissura começasse a ser visível. Para alvenarias, esta deformação usada nas abordagens de classificação de danos está entre 0,0005 e 0,0075. O recalque distorcional da edificação e a deformação horizontal ocorridos devido a escavações subterrâneas são conceitos também envolvidos e relacionados diretamente aos danos induzidos. Boscardin & Cording (1989) apresentam uma faixa de valores de deformação limite (Tabela 4.2).

O sistema de classificação de Burland et al. (1977) é baseado na facilidade de reparo, segundo Mair et al. (1996). Quando a classificação estiver sendo aplicada deve-se analisar o tipo de trabalho necessário para o reparo do dano e deve-se evitar a tentação de usar a medida de abertura de fissura como referência. Esta abordagem foi desenvolvida para a classificação de danos em edificações desde que conhecidas as deformações distorcionais e os deslocamentos horizontais.

Tabela 4.2 Relação entre categoria de danos e deformação limite de tração, ϵ_{lim} (modificado - Boscardin & Cording, 1989)

Categoria do dano	Grau usual de severidade	Deformação de tração limite ϵ_{lim} (%)
0	Desprezível	0 - 0,05
1	Muito Leve	0,05 - 0,075
2	Leve	0,075 - 0,15
3	Moderado	0,15 - 0,3
4 e 5	Severo a muito severo	> 0,3

A Tabela 4.2 define seis categorias crescentes em severidade de danos numeradas de 0 a 5. A divisão entre as categorias 2 e 3 (leve e moderada) é particularmente importante, já que casos de danos listados na categoria 2 têm inúmeras causas, desde solicitações inerentes à edificação, como contrações ou efeitos térmicos, até aos próprios movimentos de solo. A divisão entre as categorias de dano 2 e 3 representa uma importante tarefa na avaliação de riscos.

O conceito de deformação crítica de tração inicialmente usado por Burland & Wroth em 1974 citado e modificado por Burland et al. (1977) para deformação limite de tração é parâmetro usado na associação ao nível de danos da edificação. Boscardin & Cording (1989) analisaram casos históricos de subsidência causadas por escavação e mostraram que as categorias de danos de Burland et al. (1977) da Tabela 4.2 são relacionadas com a magnitude da deformação de tração limite induzidas na edificação e as faixas de valores envolvidos são mostradas na Tabela 4.2. Portanto, há uma importante ligação entre a deformação de tração limite induzida estimada e a categoria potencial de danos. A Tabela 4.3 é adotada também por I.S.E ("International Systems Engineering", Colégio Imperial de Londres) em 1989, citado por Velloso & Lopes (1996).

A abertura de fissuras pode ser definida como a maior distância entre as duas faces de uma fissura. As medidas devem ser tomadas na região onde a fissura apresenta maior distância entre as faces.

Tabela 4.3 Classificação de danos visíveis em painéis de parede com referência à facilidade de reparo de reboco e reconstituição da alvenaria (modificado - Burland et al., 1977)

Categoria de danos	Grau usual de severidade	Descrição típica do dano Nota: A abertura de fissura é um dos fatores para avaliação da categoria do dano e não deve ser usada como fator determinante. No texto o trabalho de reparo está em itálico.
0	Desprezível	Fissuras com abertura menores que 0,1 mm, dimensão de um fio de cabelo, ou fissuras capilares.
1	Muito Leve	<i>Fissuras finas que podem ser reparadas durante o acabamento. Danos restritos aos painéis interiores. Inspeções detalhadas podem revelar algumas fissuras externas na alvenaria. Abertura de fissuras típicas até 1mm.</i>
2	Leve	<i>Fissuras facilmente preenchidas. Será necessário novo acabamento.. Fissuras recorrentes podem ser marcadas por linhas. As fissuras podem ser vistas externamente e alguma reposição será necessária para garantir a vedação. Portas e janelas podem emperrar levemente. Fissuras típicas até 5 mm.</i>
3	Moderado	<i>As fissuras requerem enchimento com argamassa. Reposicionamento de tijolos e possivelmente substituição de algumas seções de alvenaria. Portas e paredes emperram. Tubulações de serviços podem romper. Há perda de vedação. Abertura de fissuras típicas estão entre 5 e 15 mm ou na maioria maiores que 3 mm.</i>
4	Severo	<i>Reparos extensos envolvendo perda de parte dos painéis de parede, especialmente sobre portas e janelas. As molduras e janelas e portas distorcem, há empenamento de piso. Percebe-se inclinação dos painéis de parede ou da edificação. Perda de carga nas vigas. Rupturas das tubulações de serviço. Abertura de fissuras típicas de 15 a 25 mm, dependente do número de fissuras.</i>
5	Muito Severo	<i>Reparos envolvem reconstrução parcial da edificação. Vigas perdem carga, paredes inclinam e requerem escoramento. Janelas quebram com a distorção. Perigo de ruína. Fissuras típicas maiores que 25 mm, mas também dependem do número de trincas.</i>

4.3.1 EDIFICAÇÃO NÃO ESTRUTURADA

Para o estudo das edificações não estruturadas apresenta-se o modelo de viga-parede. Este modelo de estudo a ser aplicado na avaliação dos danos em edificações proposto por Boscardin & Cording (1989) tem por objetivo analisar as edificações não estruturadas de alvenaria. No modelo a edificação é assumida como um muro carregado, com peso próprio desprezível, linear-elástico, isotrópico de comprimento L, altura H e espessura unitária. Uma

deflexão de forma convexa é imposta (Fig. 4.3b). As possibilidades de deformação incluídas são flexão, cisalhamento, e a combinação de flexão e cisalhamento, apresentadas na Figura 4.3a e 4.3b. A maioria das estruturas não deformam somente por flexão ou cisalhamento, mas sim a combinação das duas formas. Burland et al. (1977) examinaram a condição de uma viga simplesmente apoiada com carga central:

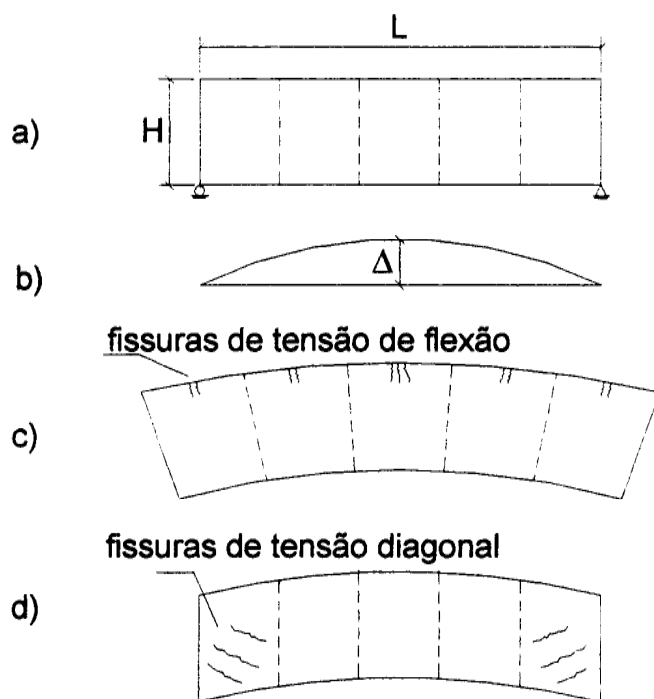


Figura 4.3 - Modelo de viga-parede apresentado por Boscardin & Cording (1989): (a) Descrição geométrica; (b) Deflexão gerada por uma carga central; (c) Fissuras geradas por tensões de tração devido à flexão; (d) Fissuras geradas por tensões de tração devido ao cisalhamento (modificado - Burland et al., 1977)

Timoshenko em 1957, citado em Burland et al. (1977) e Boscardin & Cording (1989) apresenta uma equação para a deflexão Δ considerando ambos, flexão e cisalhamento:

$$\Delta = \frac{PL^3}{48EI} \left(1 + \frac{18EI}{L^2HG} \right) \quad (4.4)$$

Onde

P é a carga pontual no centro da viga;

L é o comprimento da viga-parede;

E é o módulo de Young;

I é o momento de inércia da viga-parede;

H é a altura da viga-parede;

G é o módulo cisalhante;

Em estruturas reais, a fundação e o solo oferecem consideráveis restrições a deflexão. Como consequência, a condição onde a linha neutra está na superfície inferior da viga do modelo é o ponto de interesse para o perfil de soerguimento. Burland e Wroth em 1974, citados por Boscardin & Cording (1989), examinaram o caso rescrevendo a Equação 4.4 em termos do índice de deflexão Δ/L , e a fibra extrema de deformação máxima devido à flexão, ϵ_{bmax} , assumindo o coeficiente de Poisson como 0,3. A equação resultante, para a linha neutra na superfície inferior da viga é:

$$\frac{\Delta}{L} = \left[0,083 \cdot \frac{L}{H} + 1,3 \cdot \frac{H}{L} \right] \cdot \epsilon_{bmax} \quad (4.5)$$

Pode-se também escrever a Equação 4.4 para a deformação máxima diagonal de tração, ϵ_{dmax} , assumindo o mesmo coeficiente de Poisson de 0,3 com a linha neutra na superfície inferior da viga:

$$\frac{\Delta}{L} = \left[0,064 \cdot \frac{L^2}{H^2} + 1 \right] \cdot \epsilon_{dmax} \quad (4.6)$$

Estas relações podem ser derivadas para o caso de carga uniformemente distribuída para mostrar que o comportamento não é dependente do tipo de carregamento, conforme escrito por Burland e Wroth em 1974, citados por Boscardin & Cording, 1989. O gráfico da Fig. 4.4 mostra as curvas das Equações 4.5 e 4.6, onde a máxima deformação de tração, tanto de fibras inferiores como de diagonais, são relacionadas com a deformação crítica de tração. As curvas mostram que para relações de L/H menores que um, os primeiros danos serão na forma de fissuras de tensões diagonais, ou seja, de cisalhamento. Curvas para os casos de viga uniformemente carregadas com a linha neutra no centro e o ponto central carregado com a

linha neutra no centro são apresentadas por Burland & Wroth em 1974 citados por Burland et al. (1977).

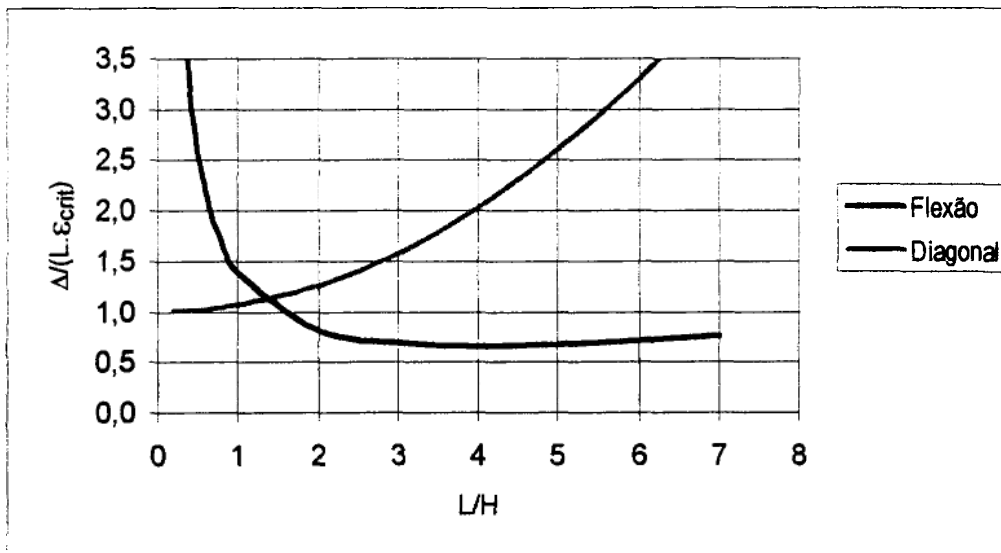


Figura 4.4 - $\Delta/L\epsilon_{crit}$ versus L/H para deflexões de vigas devido ao efeito combinado de flexão e cisalhamento (modificado - Boscardin & Cording, 1989)

Incluindo agora a situação de deslocamentos horizontais do solo que provocarão deformações horizontais na estrutura sobre as análises acima procedidas resultarão no início dos danos em valores menores de recalque diferencial e distorção angular. A deformação de tração crítica agora pode ser escrita com duas componentes para caso onde o limite da viga está tensionado devido a flexão:

$$\epsilon_{crit} = \epsilon_{bmax} + \epsilon_h \quad (4.7)$$

Para o caso de tensão diagonal com extensão horizontal, a deformação de tração ϵ_θ , para qualquer ângulo θ a partir da horizontal será:

$$\epsilon_\theta = \epsilon_h \cos^2 \theta + 2\epsilon_{dmax} \cos \theta \sen \theta \quad (4.8)$$

O máximo valor de ϵ_θ ($\epsilon_{\theta max}$) pode ser escrito como :

$$\epsilon_{crit} = \epsilon_{\theta max} = \epsilon_h \cos^2 \theta_{max} + 2\epsilon_{dmax} \cos \theta_{max} \sen \theta_{max} \quad (4.9)$$

Substituindo Equação. 4.7 na equação 4.5 obtém-se:

$$\frac{\Delta}{L} = \left[0,083 \frac{L}{H} + 1,3 \frac{H}{L} \right] \cdot [\varepsilon_{crit} - \varepsilon_h] \quad (4.10)$$

Substituindo a Equação 4.7 na Equação 4.5 obtém-se:

$$\frac{\Delta}{L} = \left[0,064 \cdot \frac{L^2}{H^2} + 1 \right] \left[\frac{\varepsilon_{crit} - \varepsilon_h \cos^2 \theta_{max}}{2 \cos \theta_{max} \cdot \sin \theta_{max}} \right] \quad (4.11)$$

Para o caso da viga com carregamento central e assumindo a linha neutra na superfície inferior, a distorção angular, β , que é a máxima mudança na inclinação ao longo da viga, tomando-se a inclinação no suporte, pode ser determinada por:

$$\beta = \frac{3\Delta}{L} \left[\frac{1 + 4 \left(\frac{E}{G} \right) \left(\frac{H^2}{L^2} \right)}{1 + 6 \left(\frac{E}{G} \right) \left(\frac{H^2}{L^2} \right)} \right] \quad (4.12)$$

Segundo Boscardin & Cording (1989), as expressões resultam em β variando de $3\Delta/L$ a $2\Delta/L$ para H/L variando de 0 a ∞ (infinito), respectivamente. Para valores típicos de H/L e E/G encontrados no campo, β terá variação de $2\Delta/L$ a $2,3\Delta/L$.

As Equações 4.10, 4.11 e 4.12 mostram que o índice de deflexão ou a distorção angular requeridas para causar a deformação crítica de tração quando os danos ocorrem diminui quando a estrutura tem extensão lateral. A Figura 4.5 apresenta as curvas das Equações 4.10, 4.11 e 4.12 para o caso de ε_{crit} igual a 0,00075 e deformação horizontal igual a 0,0005. Deve-se notar que para L/H menor que 1, as primeiras fissuras observáveis serão controladas pelas deformações de cisalhamento, o que justifica as marcas no gráfico sobre cisalhamento crítico, que estão exatamente no cruzamento das curvas de flexão e cisalhamento.

As análises até aqui são baseadas na relação isotrópica de E e G como $E = 2(1 + \nu)G$ tendo ν igual a 0,3. Na realidade as construções não estruturadas são ortotrópicas, e a relação entre o módulo de Young, E, com o módulo cisalhante, G, depende de vários fatores. É normal que valor de E/G para uma construção sólida seja maior que E/G para um material isotrópico. Substituindo vários valores de E/G nas equações para Δ/L versus L/H pode-se mostrar que quanto mais flexível ao cisalhamento é a estrutura, valor alto de E/G, maior será a variação de L/H onde a distorção cisalhante e tensão diagonal vão controlar as fissuras. Apresenta-se na Fig. 4.5 ao caso de E/G igual a 12,5 (Burland et al., 1977 e Boscardin & Cording, 1989) versus casos que E/G valem 2,6.

O outro fator a ser considerado, segundo Boscardin & Cording (1989), é a maneira pela qual os movimentos de solo se desenvolvem. Os movimentos de solo relacionados às escavações tem a característica de uma onda que afeta a estrutura gradualmente. A faixa de variação de L/H inicialmente será pequena e crescerá à medida que propaga a região afetada do solo, desde à vizinhança da escavação. Portanto, as deformações iniciais da edificação estarão relacionadas com deformações de cisalhamento.

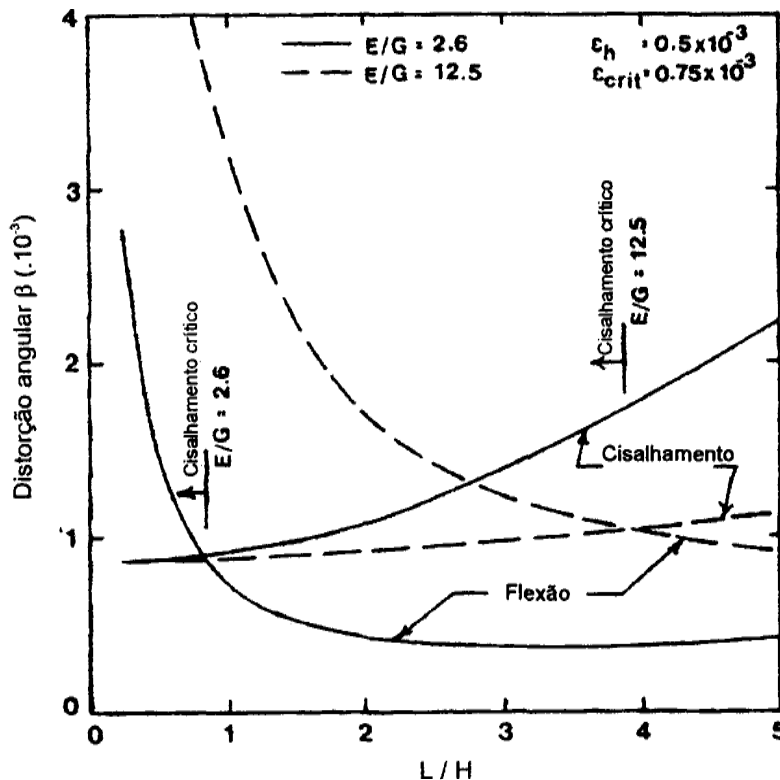


Figura 4.5 - Efeito do índice E/G na variação de L/H onde o cisalhamento é crítico (modificado - Boscardin & Cording, 1989)

As observações anteriores sobre a variação de E/G e a propagação da região afetada do solo sugerem que as deformações de cisalhamento serão responsáveis pela maioria dos danos nas edificações não estruturadas quando as distorções impostas são resultados de escavações próximas. Segundo Boscardin & Cording (1989) este é o fato tipicamente observado no campo, onde as fissuras relacionadas as tensões diagonais sempre ocorrem antes das fissuras por flexão. Como consequência, a distorção angular, uma medida da deformação de cisalhamento, poderá ser parâmetro apropriado para ser correlacionado com o comportamento da edificação se modificam para considerar os efeitos da deformação horizontal.

4.3.2 ESTIMATIVA DO POTENCIAL E GRAU DE DANOS

Boscardin & Cording (1989) apresentam o gráfico ϵ_h versus β , mostrado na Fig. 4.6, para L/H igual a 1, com um conjunto de curvas separando as regiões de danos, representando um valor de deformação de tração, baseadas nas Equações 4.11 e 4.12, correspondentes a deformação máxima de tração na viga devido à combinação de cisalhamento e extensão lateral. Para distorções angulares bem pequenas as curvas se tornam horizontais, representando a condição onde deformações horizontais são iguais à deformação crítica de tração para os vários níveis de danos. Para valores bem pequenos de deformação lateral de extensão, as curvas são inclinadas de 45° representando fisicamente a condição onde deformações de tensão diagonal igualam a deformação crítica de tração.

As deformações críticas de tração que formam as curvas foram apresentadas na Tab. 4.2. A região referente a danos leves corresponde a distorção angular de $1/300$ para deformação horizontal zero, que é o valor de distorção sugerido por Skempton & MacDonald em 1956 e Bjerrum em 1963, citados por Burland et al. (1977), para edificações fissurarem quando assentes sobre seu peso próprio. O limite superior da região de danos moderados a severos corresponde a distorção angular de $1/150$ quando a deformação horizontal é zero. Este valor de distorção angular um estado de fissuras grave e provável danos à estruturas assentes em seu peso próprio. A Tabela 4.4 apresenta os critérios definidos por Bjerrum em 1963, extraídos de Teixeira & Godoy (1996).

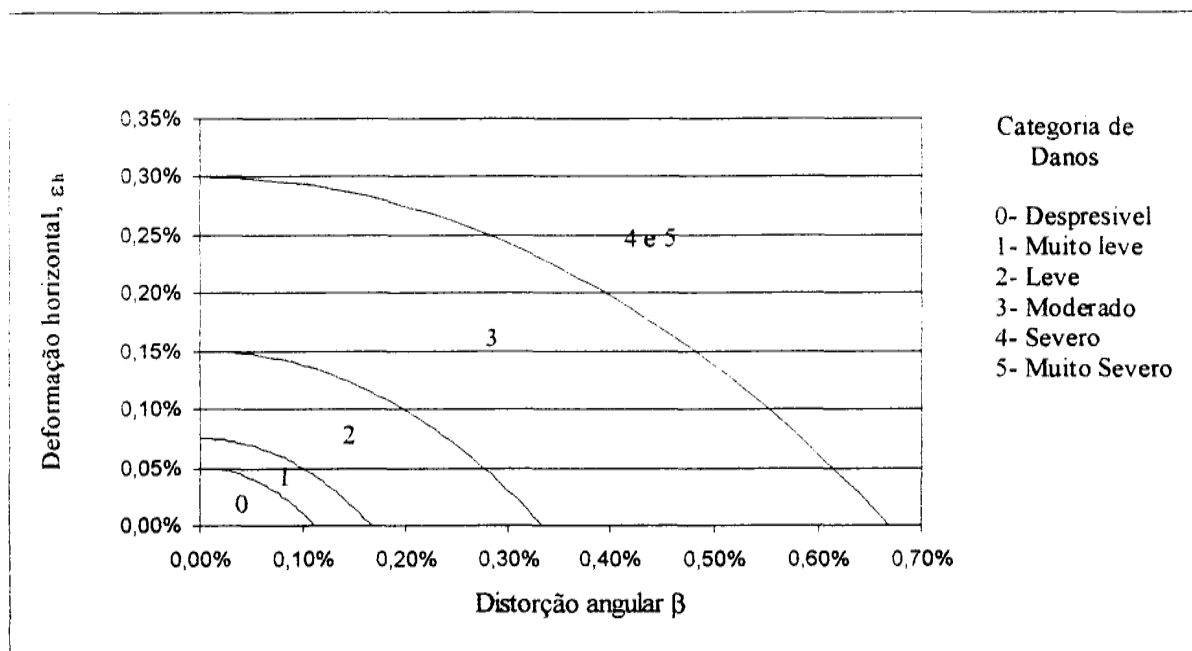


Figura 4.6 - Relação de danos com distorção angular e deformações de extensão angular (modificado - Boscardin & Cording, 1989).

Tabela 4.4 - Critérios de danos segundo distorção angular (modificado - Teixeira & Godoy, 1996)

Distorção Angular β	Problema Provável
$\frac{1}{750}$	Limite para o qual deve-se temer problemas com máquinas sensíveis a recalques.
$\frac{1}{600}$	Limite de perigo para estruturas aporticadas com diagonais.
$\frac{1}{500}$	Limite seguro para edificações para que não apareçam fissuras.
$\frac{1}{300}$	Limite para o aparecimento de fissuras em alvenarias.
$\frac{1}{250}$	Limite para que o desaprumo de edificios altos se tornem visíveis.
$\frac{1}{150}$	Fissuras consideráveis em paredes de alvenaria; Limite onde deve-se temer danos a estrutura de edificações típicas urbanas.

A Figura 4.7 apresenta valores de distorção angular para edificações de diferentes dimensões presentes em posições diferentes em relação ao eixo transversal do túnel. Pode-se concluir que quanto maior o valor da dimensão característica em relação ao eixo transversal de uma edificação, maior será a distorção angular, e portanto, segundo Boscardin & Cording (1989), maior será o dano a que estará sujeita.

4.4 ABORDAGEM DE MAIR ET AL. (1996)

O modelo proposto por Mair et al. (1996) baseia-se nas equações gerais apresentadas por Burland et al. (1977) onde uma edificação de comprimento L e altura H é estudada quando ocorre uma deflexão Δ , sendo assumida como uma viga-parede. Para a edificação na região de soerguimento a restrição imposta pela fundação, faz com que a linha neutra abaixe e coincida com as fibras inferiores da viga. Boscardin & Cording (1989) fazem a mesma consideração e pode-se dizer que esta abordagem é uma seqüência deste estudo original.

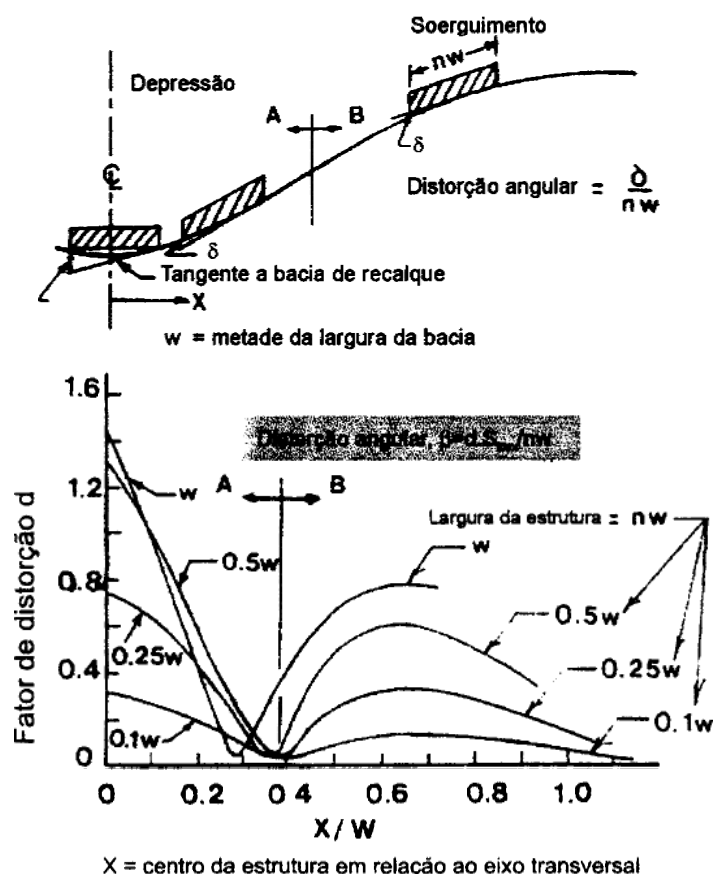


Figura 4.7 - Distorção angular a partir de uma bacia de recalque induzida por um túnel (modificado - Boscardin & Cording 1989)

Para a edificação na zona de deflexão positiva, isto é para baixo, ou depressão, a linha neutra mantém-se no meio da viga-parede. Expressões foram derivadas para o índice de deflexão Δ/L para as duas condições, máxima deformação de flexão ε_b e máxima deformação diagonal ε_d . A deformação na edificação com o máximo recalque diferencial também pode ser determinada para as expressões abaixo apresentadas na sua forma geral (Burland et al., 1977):

$$\frac{\Delta}{L} = \left[\frac{L}{12.t} + \frac{3.E.I}{2.t.L.G.H} \right] . \varepsilon_b \quad (4.13)$$

$$\frac{\Delta}{L} = \left[1 + \frac{H.L^2.G}{18.I.E} \right] . \varepsilon_d \quad (4.14)$$

Onde

H é a altura da edificação;

L é o comprimento da edificação (limitado por qualquer ponto de inflexão ou extensão da bacia de recalque);

E é o módulo de Young da edificação;

G é o módulo cisalhante da edificação (assumida agindo como uma viga);

I é o momento de inércia da área equivalente a viga, sendo $H^3/12$ na região de recalque e $H^3/3$ na região de soerguimento;

t é a maior distância da linha neutra da viga até a linha limite oposta, sendo $H/2$ na região de recalque e h para região de soerguimento.

A máxima deformação de flexão e deformação diagonal ocorreram tipicamente no centro e no quarto extremo do vão respectivamente. Segundo Mair et al. (1996) mesmo que as edificações não estruturadas não sejam isotrópicas, a relação E/G é usualmente considerada como 2,6, que é consistente para coeficiente de Poisson com valor de 0,3. Esta consideração é a mesma também de Boscardin & Cording (1989).

Supor que a edificação acompanhe o perfil de recalque no nível da fundação é, sem dúvida, conservativo. O ponto de inflexão da bacia de recalque transversal ao eixo da escavação divide a edificação em duas zonas. Na região de soerguimento ($-i > y > i$), com a linha

neutra assumida embaixo, todas as deformações devido à flexão vão causar apenas deformações de tração. Na região de depressão, com a linha neutra assumida no centro, a flexão causará tanto deformações de compressão como de tração. É importante observar que não existe um soerguimento absoluto da região assim chamada. Na verdade o soerguimento se dá em relação à reta que une o ponto de recalque máximo e o ponto onde o recalque é zero, assim que termina a curva da bacia de recalques.

Em cada zona, com o valor máximo de Δ pode-se determinar os índices Δ/L para soerguimento e depressão, respectivamente Δ_h/L_h e Δ_s/L_s , como mostrado na Figura 4.8. Para um dado índice Δ/L , o soerguimento é mais danoso que a depressão. Este procedimento permite análise da edificação em cada lado do ponto de inflexão, que pode-se considerar uma abordagem bem adequada. Os valores máximo de Δ_h e Δ_s não ocorrem exatamente no centro dos respectivas vãos e em geral será mais simples descobri-los numericamente.

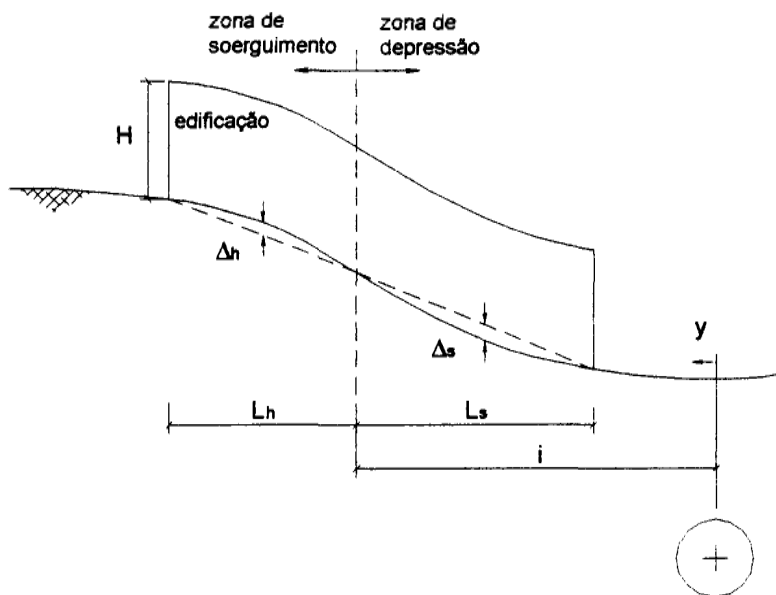


Figura 4. 8 - Deformação de uma edificação, com relação ao ponto de inflexão (modificado - Mair et al. 1996)

Segundo Mair et al. (1996) deve ser observado que este método direto de avaliação de Δ/L difere um pouco do sugerido por Boscardin & Cording (1989) onde Δ/L é calculado do valor máximo de distorção angular (β), o que superestima a deformação de tração, tipicamente mais que 20%.

A deformação horizontal do maciço de solo devido às escavações poderá contribuir com o potencial, como já visto. A média da deformação horizontal da seção da edificação é

mais apropriada no contexto do potencial de danos do que as deformações locais. Com o objetivo de determinar tal média, ε_h , transferida para a edificação, caso fosse adotado o modelo de recalques da curva normal (Gauss) sugerido por Peck (1969), as Equações 3.2, 3.29 e 3.30 seriam usadas para calcular o movimento horizontal em cada ponto do vão da edificação em consideração. A diferença entre estas médias divididas pelo comprimento do vão fornece a deformação média, segundo Mair et al. (1996).

A média da deformação horizontal combinada com as deformações de flexão e diagonais obtidas das Equações 4.10 e 4.11, e a deformação máxima de tração combinada é usada na avaliação do potencial de danos da edificação, abordada no item 4.5. A máxima deformação combinada ocorrerá usualmente na região de soerguimento, onde as deformações horizontais são de tração.

A deformação horizontal poderá ser somada diretamente a deformação de flexão:

$$\varepsilon_{bt} = \varepsilon_b + \varepsilon_h \quad (4.15)$$

Onde ε_{bt} é a deformação total de flexão.

A deformação diagonal, referente ao cisalhamento, e a deformação horizontal podem ser combinadas usando o círculo de Mohr de deformação. Assumindo um coeficiente de Poisson de 0,3, a deformação total de tração devido à distorção diagonal, ε_{dt} , será dada por:

$$\varepsilon_{dt} = 0,35.\varepsilon_h + \left[(0,65.\varepsilon_h)^2 + \varepsilon_d^2 \right]^{0,5} \quad (4.16)$$

Como alternativa ao cálculo da deformação de tração indicado anteriormente, gráficos simplificados podem ser usados, como o apresentado por Boscardin & Cording (1989) para os casos de $L/H = 1$ em termos da distorção angular β e a deformação horizontal ε_h . Deve-se observar que estes gráficos ignoram as deformações de flexão e consideram β proporcional a Δ/L , ainda o valor de β não é sempre linear porque a inclinação da edificação precisa ser identificada. Um gráfico equivalente, em termos de Δ/L versus ε_h e apresentado por Burland em 1995, ditado por Mair et al. (1996) é mostrado na Figura 4.10 para o caso de $L/H = 1$ para o caso de soerguimento. Para outras relações de L/H deve-se produzir outros gráficos.

4.5 EDIFICAÇÃO ESTRUTURADA

No estudo desenvolvido por Boscardin & Cording (1989) foram usadas simulações numéricas para avaliação do comportamento das edificações estruturadas e para o caso das não estruturadas paralelas ao eixo de escavação. Neste estudo a edificação foi modelada como uma estrutura plana com as rótulas orientadas perpendicularmente à borda da escavação. Nos casos em que a edificação não estruturada foi simulada, as colunas da estrutura representavam as edificações enquanto as vigas de travamento na fundação foram designadas com um módulo baixo para simular o sistema solo confinado e mantendo no contexto as edificações juntas por atrito nas travessas.

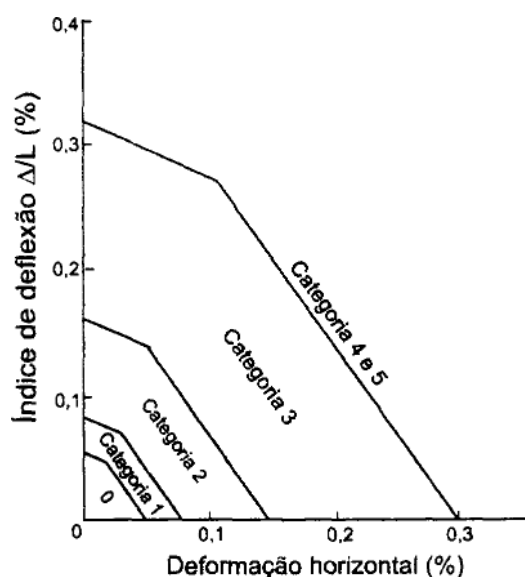


Figura 4.9 - Ábaco de categoria de danos para $L/H = 1$, para região de soerguimento (modificado - Burland, 1995)

A partir das considerações anteriores foram feitos estudos paramétricos com este modelo investigando a relevância da rigidez do solo, número de andares, número de vãos e a rigidez de malha de vigas de fundação (travamento) no comportamento da edificação.

Na análise de Boscardin & Cording (1989) uma escavação subterrânea simétrica, infinitamente longa, foi modelada com objetivo de fazer um estudo paramétrico a distorção angular, deformação de tensão diagonal, deformação de extensão horizontal induzidas à estrutura. Para tanto, inicialmente, foi procedido a determinação do movimento do solo devido à escavação sem a interferência da estrutura. Verificou-se a adequabilidade deste

campo de deslocamentos induzido aos dados de campo. Sendo razoável o campo obtido, uma edificação estruturada foi superposta no maciço malha de solo e os resultados foram coletados.

Ainda segundo o estudo de Boscardin & Cording (1989) o efeito do número de andares na distorção angular normalizada (β/β_g), deformação diagonal normalizada (ϵ_d/β_g) e deformação lateral normalizada (ϵ_h/ϵ_{hg}) para os casos de malha de vigas reforçada, nível normal e sem malha de vigas são apresentados na Figura 4.10. As curvas são para uma estrutura de 3 vãos. β_g e ϵ_{hg} são a distorção angular e a deformação horizontal do solo no local da estrutura. Aumentando o número de andares decresce a distorção angular e a deformação de tensão diagonal induzida na estrutura. A deformação lateral induzida é menos sensível ao número de andares e tende a aumentar para o caso de malha de vigas reforçadas com o aumento do número de andares. Nota-se na Figura 4.11 como uma malha de vigas pode reduzir significativamente as distorções na estrutura. A definição de malha de vigas simples ou média pode estar relacionada com o dimensionamento das vigas de travamento que compõem a malha, e até mesmo o número de vigas formando a malha. Poderia ser considerada uma malha simples aquela composta por um sistema de vigas de fundação que apenas estivesse presente no perímetro da edificação, unindo os ponto de fundação.

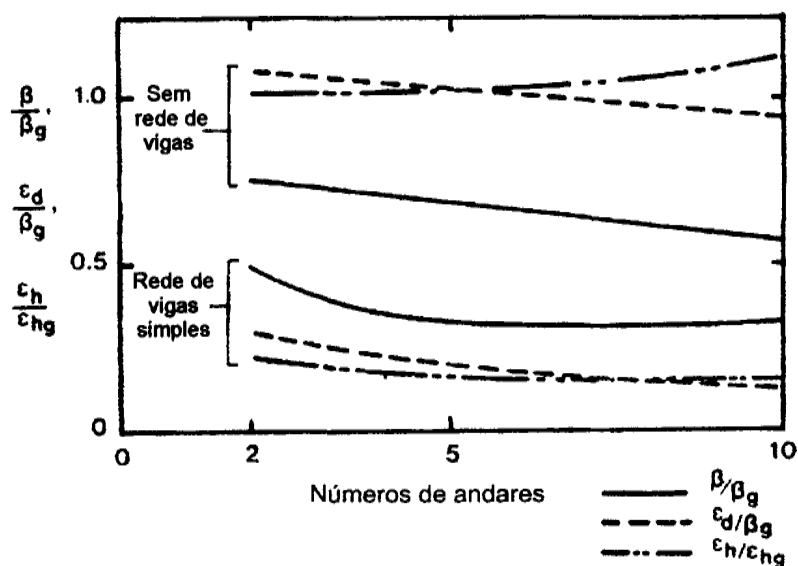


Figura 4. 10 - Efeito do número de andares na distorção angular, deformação diagonal e deformação lateral (modificado - Boscardin & Cording 1989)

Adicionando-se vãos, portanto aumentando-se o comprimento da estrutura relativamente ao perfil de recalques induzidos pela escavação, aumenta-se a distorção angular e a extensão diagonal da estrutura. Deformações de extensão horizontal são sensíveis ao número de vãos que compõem a estrutura. Esta tendência está ilustrada para estruturas de 2 a 5 andares na Figura 4.10. O caso de apenas um vão pode acomodar mais mudanças na inclinação da superfície do solo via rotação rígida do corpo como um todo e portanto estar sujeito a menos distorção. A Figura 4.10 também indica reduções dramáticas na distorção quando há a presença de alguma malha de viga.

Usando uma malha de vigas para travar as colunas resulta numa substancial redução na distorção angular máxima, extensão diagonal, extensão horizontal induzida na estrutura. As curvas são para estruturas de 2 andares com 3 vãos (Figura 4.11). No entanto, elas podem ser usadas para estruturas de 5 a 10 andares com apenas erros pequenos que estão do lado conservativo. O melhor benefício é obtido quando se vai de estruturas sem malha de vigas até com malha simples onde a malha de vigas tem a mesma rigidez de uma coluna típica ($E_g/E_sHS \sim 1$ a 2 para o caso examinado). Aumentando a rigidez da malha de vigas diminui em pequena quantidade a distorção da edificação como mostrado na Figura 4.12. O eixo horizontal é a rigidez da malha de vigas normalizado, E_g/E_sHS , onde E_s é a rigidez do solo, H é a profundidade da escavação, S é o espaçamento da malha de vigas perpendicular à escavação, E_g e A são o módulo de Young da malha de vigas e A sua área.

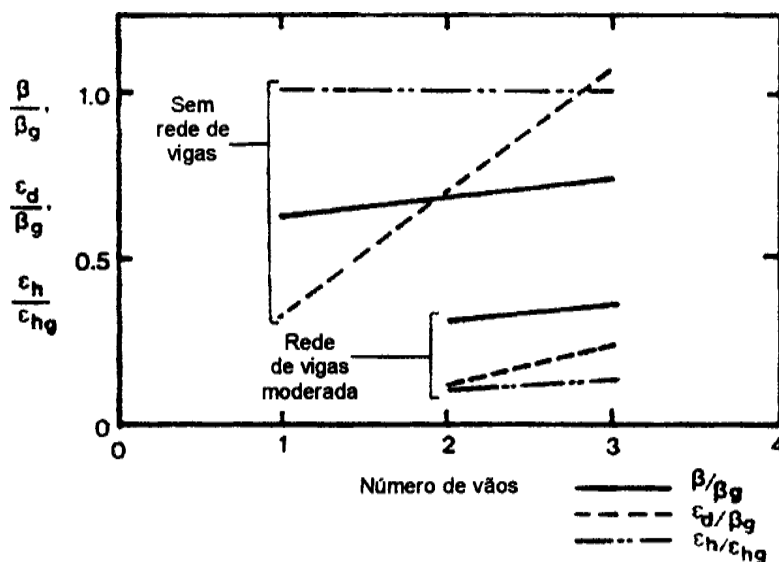


Figura 4. 11 - Efeito do número de vãos na distorção angular, deformação diagonal e deformação lateral (modificado - Boscardin & Cording 1989)

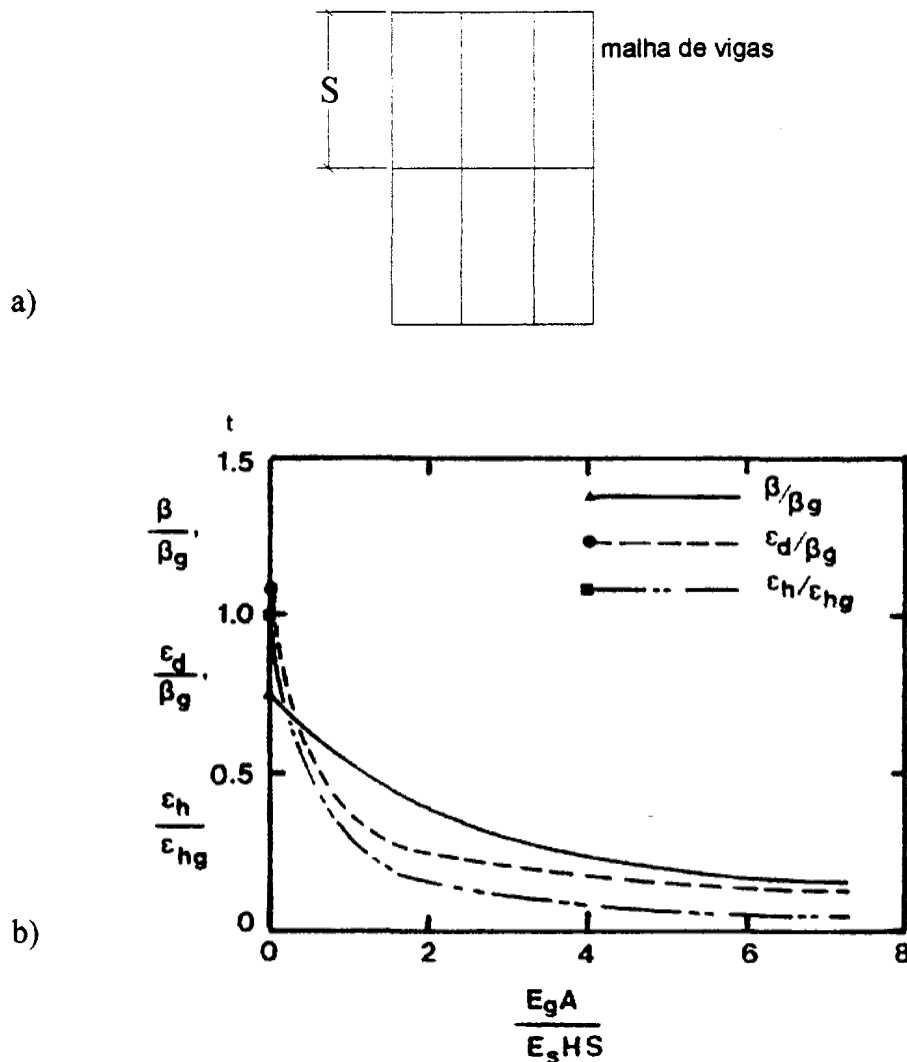


Figura 4.12 - Malha de vigas: (a) Definição do espaçamento S; (b) Efeito de diferentes malhas de vigas na distorções angular, deformação diagonal e deformação lateral (modificado - Boscardin & Cording 1989).

Quando a rigidez da viga é reduzida para simular uma estrutura de carga (viga-parede) no lugar da estrutura de concreto armado, a distorção angular máxima suportada pelos andares superiores aumenta substancialmente devido ao decréscimo da restrição promovida como menor rigidez da viga. A deformação máxima de extensão horizontal no nível do piso são em torno da mesma para os dois casos, mas as deformações horizontais de extensão para os casos de menor rigidez das vigas foram muito menores para os casos de muitos andares.

Mair et al. (1996) observam que as edificações com estruturas de concreto são mais flexíveis ao cisalhamento do que as edificações não estruturadas e conseqüentemente menos sujeitas a danos. Sugerem que para o propósito da análise do potencial de danos, edificações estruturadas em fundações rasas podem ser consideradas adotando-se a mesma metodologia anteriormente apresentada para edificação não estruturada. Sugerem ainda que será mais apropriado o uso de relações E/G igual a 12,5 para edificações estruturadas, do que E/G igual a 2,6 usado para edificações não estruturadas (Burland et al., 1977). Estes valores devem ser usados nas Equações 4.13 e 4.14 apresentadas e as deformações máximas calculadas pelas Equações 4.15 e 4.16.

As abordagens de Mair et al. (1996) e Boscardin & Cording (1989) se mostram similares devido a serem derivadas dos trabalhos de Burland et al. (1977), porém o estudo de Boscardin & Cording (1989) reflete maior empenho e elaboração teórica sobre o comportamento destas edificações, principalmente por terem proposto originalmente os dois parâmetros básicos de avaliação de danos, deformação horizontal e distorção angular.

4.6 AVALIAÇÃO DO RISCO DE DANOS A UMA EDIFICAÇÃO

Mair et al. (1996) propõem uma metodologia para análise do potencial de danos que podem vir a ser induzidos em edificações presentes nas regiões adjacentes a uma escavação subterrânea. Porém tal abordagem é genérica, visando basicamente os aspectos estrutural e econômico. Em alguns casos de análise, os níveis considerados desprezíveis e leves, da Tab. 4.3, devem ser redefinidos, por exemplo, em se tratando de regiões históricas comuns em centros urbanos.

Uma redefinição dos limites admissíveis para danos em edificações é apresentada por Harris et al. (1994) quando as edificações históricas envolvidas não admitiam danos maiores que a categoria 0 da Tab. 4.3.

4.6.1 ABORDAGEM GERAL

A maioria das edificações consideradas com baixo risco caem dentro das categorias de nível de danos 0 a 2 (desprezível a leve). Anteriormente foi observado que a diferenciação entre as categorias 2 e 3 é particularmente importante. O principal objetivo no projeto e

construção de túneis urbanos escavados é restringir o nível de potencial de danos para no máximo a categoria 2, para todas as edificações.

Nos passos seguintes é dada especial atenção às edificações julgadas particularmente mais sensíveis. Então adota-se estágios no processo de avaliação dos riscos: estágio preliminar, estágio secundário de avaliação e análise detalhada quantitativa.

4.6.2 ESTÁGIO PRELIMINAR DE AVALIAÇÃO

Na maioria das situações pode ser mostrado com a aplicação das equações de quantificação das deformações de tração que uma edificação quando submetida a um recalque de menos de 10 mm tem baixo potencial de risco de danos. A avaliação preliminar envolve a produção do perfil de recalques e a eliminação de todas as edificações que estejam nesta faixa de recalques. Uma checagem adicional pode ser procedida e não excluir edificações com inclinação maiores que 1/500, mas este fato é raramente crítico.

4.6.3 ESTÁGIO SECUNDÁRIO DE AVALIAÇÃO

Neste estágio as deformações máximas de tração induzidas às edificações são calculadas usando a metodologia de Mair et al. (1996). O problema é considerado bidimensional e procede-se o cálculo da máxima deformação de tração pelas Equações 4.13 e 4.14, e o resultado maior é usado para obter a categoria correspondente de danos.

Esta aproximação é usualmente conservativa, porque a edificação é assumida como não rígida que se conforma ao perfil de recalques do maciço devido à escavação. Na realidade a rigidez inerente às edificações reduzem o índice de deflexão e as deformações horizontais. Na maioria dos casos, portanto, a categoria obtida neste estágio de avaliação de danos refere-se apenas ao possível ou máximo nível de danos a ser atingido. Na prática o dano real à edificação será menor que o avaliado.

4.6.4 ANÁLISE DETALHADA QUANTITATIVA

A análise detalhada quantitativa é procedida para aquelas edificações classificadas no segundo estágio de avaliação como categoria 3 de danos, moderado ou maior. A seqüência e o

método de escavação devem ser considerados em detalhe, e tomar-se os aspectos tridimensionais do projeto com respeito à edificação.

Detalhes da edificação devem ser considerados. Edificações com continuidade estrutural como os de aço e concreto armado são menos suscetíveis aos danos do as edificações não estruturadas.

A interação solo estrutura é particularmente importante e os deslocamento a serem previstos serão alterados pela rigidez da edificação e sua fundação. Pode ser tão significativa esta influência como o caso exemplificado na Figura 4.13 por Frischman em 1994, extraído de Mair (1998), onde o recalque previsto foi muito maior que o recalque medido, diminuindo assim o índice de deflexão.

Segundó Geddes, 1990, citado por Mair et al. (1996), a fundação da edificação vai, em muitos casos, modificar os movimentos horizontais do maciço de solo e devido a isto as deformações horizontais induzidas são consideravelmente reduzidas. Edificações em fundações contínuas como em sapatas corridas ou em radiers são submetidas a deformações horizontais desprezíveis produzidas pelos túneis escavados mecanicamente.

Do ponto de vista das considerações conservativas adotadas para o segundo estágio de avaliação, a quantificação detalhada vai usualmente resultar numa redução do possível nível de dano. Seguindo a quantificação detalhada, considerações são dadas caso seja necessário medidas de proteção, o que é usualmente requerido para edificações que vão se manter no nível 3 (moderados) ou maior de danos.

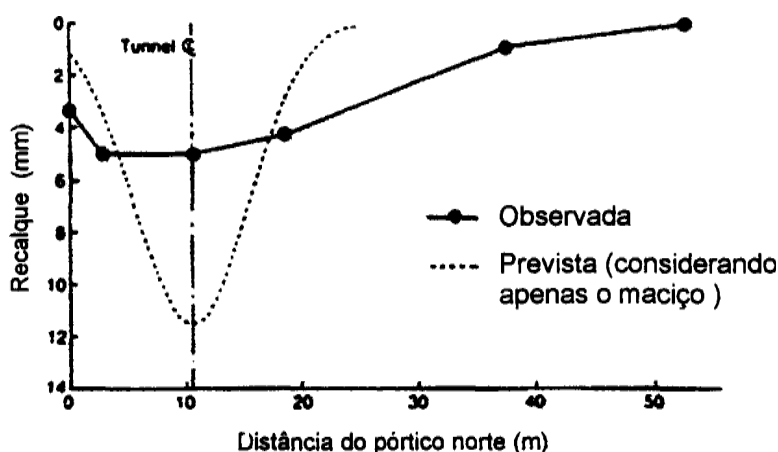


Figura 4.13 - Influência da rigidez da edificação no perfil de recalque induzido por um túnel na argila de Londres (modificado - Frischmann, 1994)

4.7 INFLUÊNCIA DA EDIFICAÇÃO NOS MOVIMENTOS DO MACIÇO DE SOLO

A prática corrente da quantificação dos movimentos de solo causados por escavações subterrâneas depende de métodos empíricos baseados nos dados de perda de solo em maciços de solo sem estruturas rígidas (Peck, 1969; O'Reilly & New, 1982). As análises de danos induzidos seguem as recomendações apresentadas nos itens anteriores (Boscardin & Cording, 1989; Mair et al., 1996), e a edificação é considerada infinitamente flexível, acompanhando a movimentação do maciço de solo desenvolvida. Porém, como observado por Mair et al. (1996) há em muitos casos grande diferença nos movimentos do maciço de solo com a presença da edificação e seus elementos de fundação.

Alguns autores produziram estudos relevantes observando a influência das edificações nos movimentos de solo devido às escavações subterrâneas, entre eles Potts & Anddenbroke (1996), que estudaram especificamente este tópico. Através de um estudo paramétrico, propõe-se coeficientes de correção para os perfis de recalque desenvolvidos com a presença da edificação na região do perfil ou da bacia de recalque. Um estudo numérico é produzido para avaliar tal efeito e alguns coeficientes de rigidez relativa e fatores de modificação do índice de deflexão para avaliação do nível de danos da edificação são propostos.

4.7.1 PARÂMETROS DE RIGIDEZ RELATIVA

Para considerar a rigidez de ambos, edificação considerada como uma viga-parede ideal (Burland et al., 1977) e solo, os seguintes fatores de rigidez relativa são sugeridos por Potts & Anddenbrooke (1996):

$$\rho = \frac{E \cdot I}{E_s \cdot H^4} \quad (4.17)$$

$$\alpha = \frac{E \cdot A}{E_s \cdot H} \quad (4.18)$$

Onde:

ρ é a rigidez relativa de flexão;

α é a rigidez relativa axial.

H é a metade da largura da edificação;

EI e EA são as rigidez relativas de flexão e axial da viga ideal (edificação);

E_s é o parâmetro de rigidez representativa do solo obtido a partir do ensaio triaxial, sendo a secante não drenada em 0,01% de deformação axial de uma amostra de solo obtida a $z/2$ de profundidade onde z é a profundidade do eixo do túnel.

As bacias de recalque superficial da análise de um túnel de 20 m de profundidade escavado abaixo de uma edificação de 60 m de largura com excentricidade zero. A Figura 4.14 ilustra as grandezas envolvidas no estudo de Potts & Anddenbrooke (1996). A Figura 4.15a mostra curvas de uma viga com a rigidez a flexão constante, $\rho = 0,518$, para valores variáveis da rigidez axial. Fica evidente que quanto maior a rigidez axial maior é a modificação no perfil de recalque do maciço de solo. A Figura 4.15b mostras os perfis para uma viga parede com rigidez axial constante, $\alpha = 48,6$ e valores diversos da rigidez a flexão. Neste caso a variação da rigidez flexural será proporcional ao nível de modificação no perfil. Mas é interessante notar que para vigas com a rigidez a flexão baixa o recalque máximo será maior que o perfil sem a edificação.

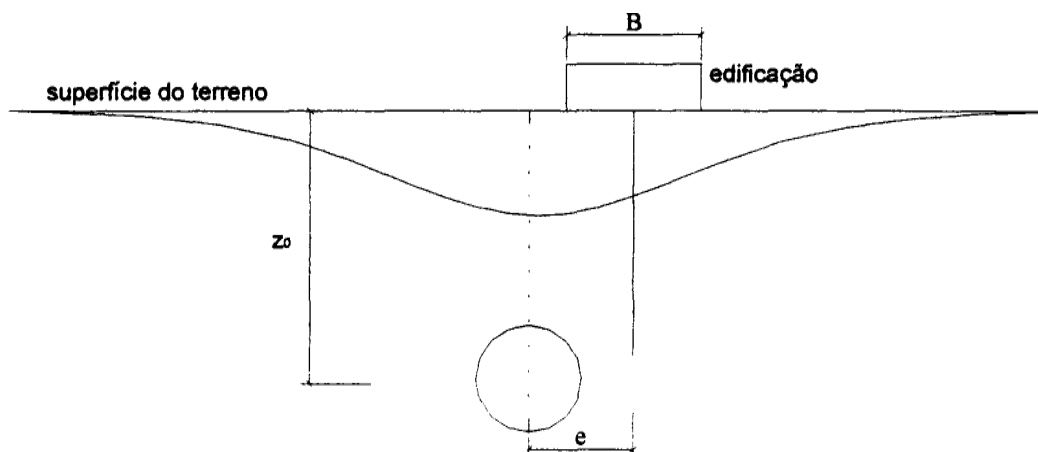


Figura 4.14 - Grandezas envolvidas no estudo de Potts & Anddenbrooke (1996).

A Figura 4.15b mostra claramente que tanto a rigidez axial quanto a rigidez a flexão afetam a bacia de recalque tradicionalmente calculada desprezando-se a presença da edificação. Também fica evidente que as edificações apenas influenciam os recalques até a região sob suas extremidades. A curva de recalque do maciço de solo é reproduzida com uma

distância horizontal de 15% a mais da largura da viga. Para edificação muito rígidas a mudança na bacia de recalques é drástica.

Usando os conceito de índice de deflexão definidos de soerguimento e depressão determina-se o ponto de inflexão da bacia de recalque. A deformação horizontal, ϵ_h , foi obtida diretamente dos cálculos numéricos e é a máxima deformação horizontal da linha neutra da viga, que representa a estrutura. Para tal, nenhuma deformação de flexão é considerada.

São feitas comparações com as previsões de recalques sem estruturas presentes no maciço de solo, e define-se os fatores de modificação do índice de deflexão:

$$M^{DR_{sag}} = \frac{DR_{sag}}{DR_{sag}^g} \quad (4.19)$$

$$M^{DR_{hog}} = \frac{DR_{hog}}{DR_{hog}^g} \quad (4.20)$$

Onde

DR_{sag}^g e DR_{hog}^g são os índices de deflexão para a porção da bacia de recalque em maciços de solo sem a presença de estruturas que está diretamente abaixo da estrutura (Fig. 4.16)

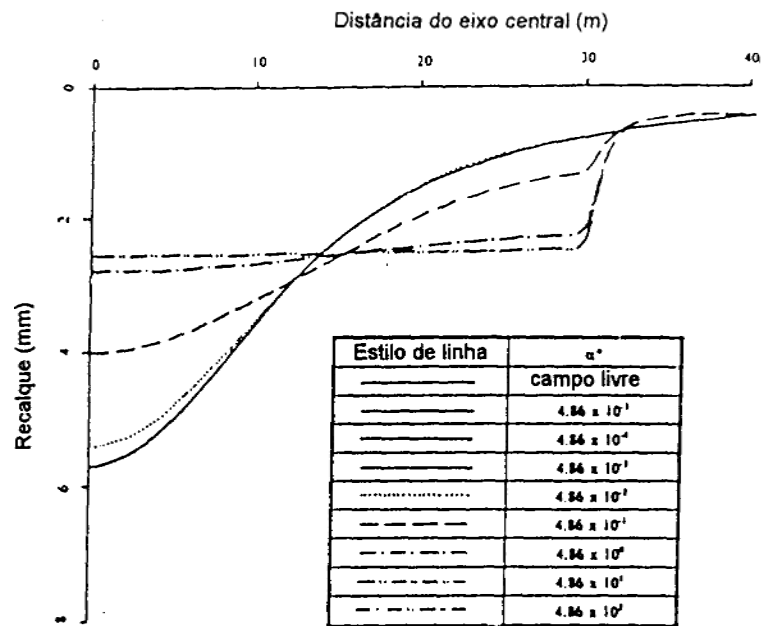
Os fatores de modificação para as deformações máxima de compressão e tração horizontais são definidos como:

$$M^{\epsilon_{hc}} = \frac{\epsilon_{hc}}{\epsilon_{hc}^g} \quad (4.21)$$

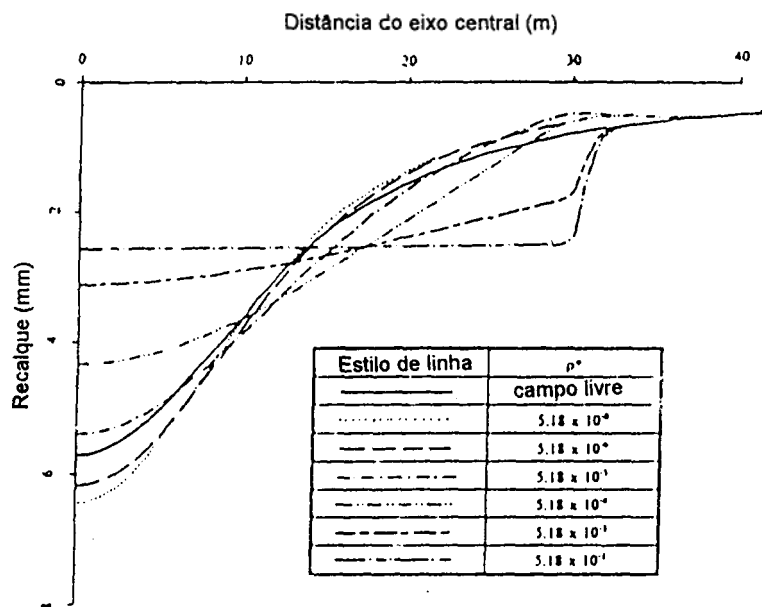
$$M^{\epsilon_{ht}} = \frac{\epsilon_{ht}}{\epsilon_{ht}^g} \quad (4.22)$$

Onde

ϵ_{hc}^g e ϵ_{ht}^g são as deformações máximas de compressão e tração da superfície do solo da bacia de recalque considerada sem a presença de estruturas exatamente abaixo da edificação.



(a) Efeito de α^* para $\rho^* = 0,518$



(b) Efeito de ρ^* para $\alpha^* = 48,6$

Figura 4.15 - Bacias de recalques superficiais para $z_0 = 20\text{m}$, $B = 60\text{m}$, $e = 0$: (a) Efeito de α^* para $\rho^* = 0,518$; (b) Efeito de ρ^* para $\alpha^* = 48,6$

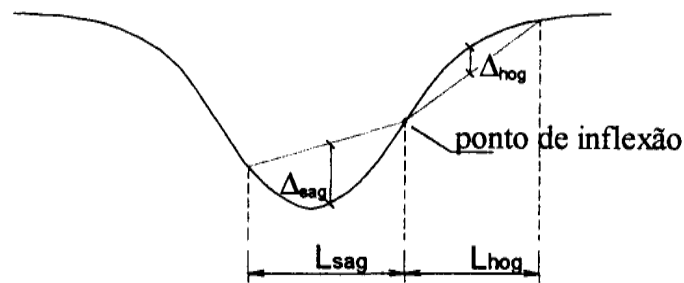


Figura 4.16- Definição de deflexões e comprimentos para estabelecimento de DR_{sag}^g e DR_{hog}^g (modificado - Potts & Anddenbrooke, 1996)

A Figura 4.17 e 4.18 mostram curvas para estimativa dos fatores de modificação para obtenção dos índices de deflexão e deformações horizontais a serem aplicados à estrutura na avaliação de danos induzidos.

Com o objetivo de considerar a presença da estrutura na previsão de danos causados pela operação de túneis Potts & Anddenbrooke (1996) propõem uma metodologia baseada em seus estudos paramétricos:

- i) Traçar a bacia de recalques causada pela geometria do túnel (diâmetro e profundidade) e assumir a perda de solo durante a construção sem considerar a presença da estrutura;
- ii) Considerar a posição da estrutura, e usar os movimentos horizontal e recalques abaixo da estrutura para calcular os índices de deflexão máximos de soerguimento e depressão, e as deformações máximas de compressão e tração. Estes são os parâmetros de danos sem a presença da estrutura no maciço de solo;
- iii) Calcular a rigidez axial e flexural relativa a rigidez do solo;
- iv) Como primeira estimativa pode-se considerar a contribuição da rigidez da fundação sozinha, antes de considerar a contribuição das estruturas da edificação como conjunto;
- v) Curvas de projeto, obtidas de análises numéricas apresentadas por Potts & Anddenbrooke (1996) são então usadas para obter os fatores de modificação do índice de deflexão de soerguimento e depressão, e as deformações horizontal de compressão e tração que correspondem as rigidez flexural e a rigidez axial calculadas;
- vi) Os fatores de modificação são aplicados as valores de índice de deflexão calculados no passo 2;

vii) Os novos índices obtidos são usados para estimar a categoria de danos da edificação.

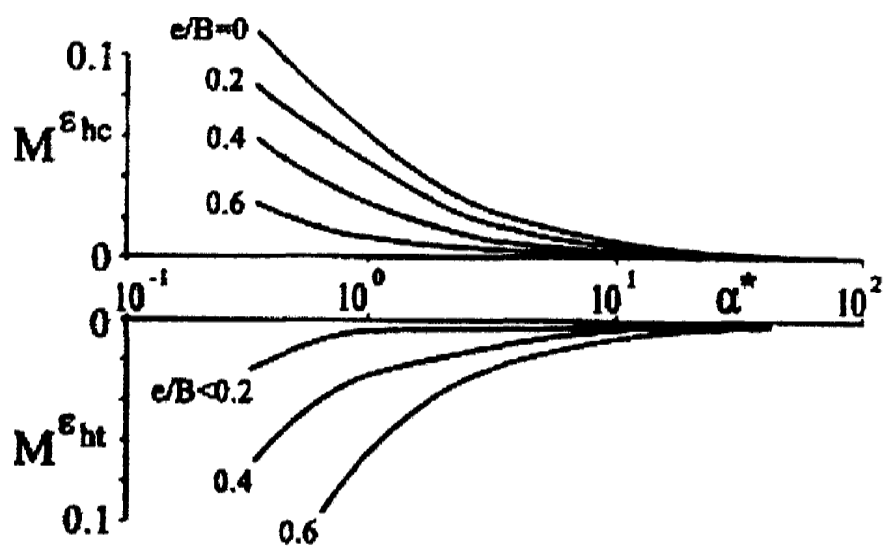


Figura 4. 17 - Fatores de modificação para deformação horizontal (modificado - Potts & Anddenbooke, 1996)

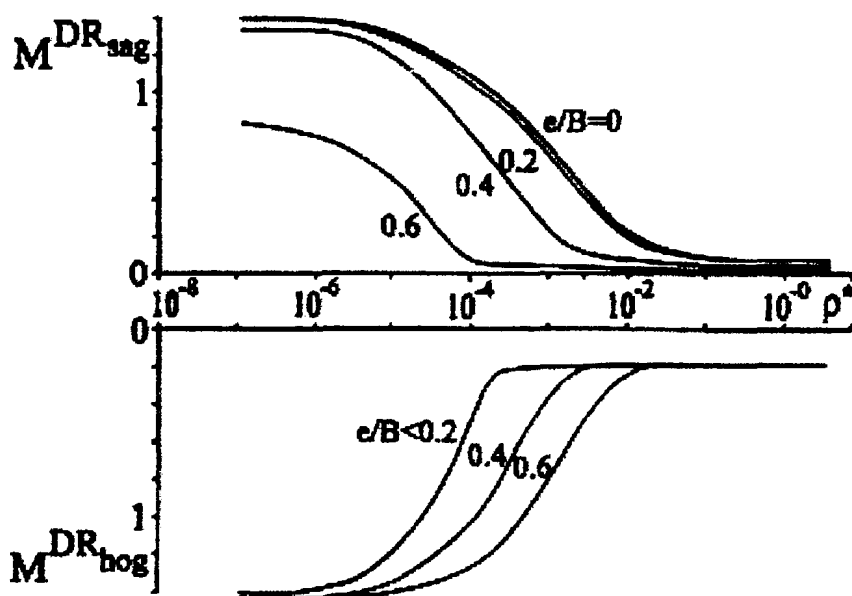


Figura 4. 18 - Fatores de modificação para índice de deflexão (modificado - Potts & Anddenbooke, 1996)

4.8 RECOMENDAÇÕES PARA AVALIAÇÃO DA DANOS

Diante dos conceitos abordados até aqui, pode-se produzir uma metodologia que contemple de forma geral as variadas situações e parâmetros básicos para avaliação do potencial de riscos a que uma edificação estaria sujeita devido à execução de uma obra subterrânea.

Tal metodologia parte da conclusão de Loganathan & Poulos (1999), que descreve as implicações de um escavação subterrânea em relação à posição do elemento de fundação de uma edificação e das classificações geomecânicas, de Barton (1974) por exemplo, que atribui coeficientes de ponderação aos diversos parâmetros que determinam o comportamento de um maciço rochoso em uma obra de engenharia. Isto teria a vantagem de estabelecer um procedimento objetivo e simples para avaliar um grande número de edificações e refinar a análise nos casos mais críticos. Esta proposta tem por objetivo apenas apresentar uma idéia relativa a produção de um procedimento para avaliação de danos, para os casos em que as edificações estejam localizadas sobre um campo de deslocamentos cujos recalques superficiais são maiores que 10 mm (Mair et al., 1996).

O objetivo desta proposta é descrever uma rotina para avaliação do potencial de riscos de danos a que uma edificação poderia estar sujeita devido às implicações práticas de uma escavação subterrânea e não se quer aqui definir uma metodologia de projeto. Os parâmetros determinantes para que uma edificação venha sofrer algum danos devido aos deslocamentos induzidos em um maciço de solo devido a uma escavação subterrânea são:

- Profundidade do elemento de fundação - Coordenada z relativa ao eixo longitudinal do túnel;
- Tipo de fundação - Direta ou profunda;
- Rigidez da edificação - Alta, média, baixa; Contraventamento; Vãos entre pilares e esbeltez das vigas.
- Posição da edificação - Relativa ao eixo transversal: $2D < i < 0$
- Condições de drenagem do solo - Drenado; ou Não drenado
- Estado da edificação - Verificação do estado atual de uma edificação segundo a classificação de Burland et al. (1977).

Se o comportamento do solo é drenado, a escavação subterrânea será um grande dreno para o maciço e este fato poderá acarretar mudanças rápidas no interior do maciço devido ao fluxo de água pelo túnel, produzindo recalques rápidos. Uma edificação estruturada de concreto armado tem mais dificuldade em redistribuir esforços de maneira rápida, e danos são mais susceptíveis de ocorrer desta forma do que se os mesmos esforços aplicados de maneira lenta.

O estado atual da edificação será de suma importância, pois se ela estiver no estado de danos moderados da classificação de Burland et al. (1977), por exemplo, novos esforços aplicados farão com que a classificação seja alterada e ela passe para a classificação de danos severos. E assim para todas as edificações. Vele lembrar que a norma brasileira NBR 6122 (ABNT, 1996) determina que os responsáveis pelos agentes externos de novos esforços e eventuais problemas indenizem o proprietário da edificação previamente existente.

Os critérios estabelecidos por Mair et al. (1996) e Boscardin & Cording (1989) para avaliação de danos tem abordagens similares, que necessitam de recalques distorcionais e deslocamentos horizontais para classificação de danos. Porém sem a avaliação dos deslocamentos induzidos, que somente são definitivamente obtidos após a execução da obra, quer-se reduzir o tempo gasto em avaliações desnecessárias, como sugerido na abordagem de Mair et al. (1996), descrita no Item 4.6 deste estudo. A Tabela 4.5 mostra os coeficientes de ponderação para cada item que influencia no potencial de danos induzidos. Com as equações seguintes pode-se avaliar de forma preliminar qual edificação a ser analisada:

$$\bullet I_n = (1,5A + B + C + 2,5D + E + F + G)/9 \quad (4.23)$$

Onde I_n é o potencial de danos que uma edificação pode sofrer devido a uma escavação subterrânea.

Sobre a Equação 4.23 sugere-se:

- Se $I_n < 1,25$, não é necessária a verificação;
- Se $I_n > 1,25$, e $D=1$ então pode-se fazer análises com previsões de deslocamentos de campo livre;
- Se $I_n > 1,25$ então é necessária análise detalhada, considerando a rigidez da edificação e deve-se obter parâmetros geotécnicos adequados para seção.

Tabela 4.5 - Coeficientes de ponderação sugeridos

A	Profundidade da fundação em relação ao eixo do túnel	$z > z_0$	$z = z_0$	$z < z_0$
		1	2	3
B	Tipo de fundação	Profunda		Superficial
		1		3
C	Rigidez da edificação	Alta	Média	Baixa
		1	2	3
D	Distribuição da edificação relativa ao eixo do túnel	$x > 2D$	$i < x < 2D$	$0 < x < i$
		1	2	3
E	Condições de drenagem do solo em relação ao túnel	Baixa	Média	Alta
		1	2	3
F	Estado atual da edificação	Bom	Regular	Péssimo
		1	2	3
G	Nível de danos admitido	Normal	Regular	Nenhum
		1	2	3

Os pesos são apenas sugeridos para o uso da Equação 4.23 e devem ser calibrados por casos históricos. Soma-se a isso a necessidade de estabelecer um critério para determinação da rigidez de uma edificação com superestrutura de concreto armado ou aço e mesmo o seu estado atual de danos e plastificação dos elementos estruturais.

4.9 MODOS DE INTERVENÇÃO PARA MINIMIZAÇÃO DE DANOS

Os modos de intervenção aplicados a uma obra com o objetivo de minimizar os danos induzidos às edificações adjacentes a uma obra subterrânea estarão condicionados basicamente à magnitude dos deslocamentos produzidos nos elementos de fundação destas edificações. Se a fundação da edificação for de elementos profundos, os deslocamentos subsuperficiais serão importantes. Se a fundação for direta, então os deslocamentos superficiais serão mais influentes.

Existem vários tipos e formas de atuação das intervenções a serem executadas nos meios urbanos. Pode ser estabelecida a divisão das intervenções em dois grupos básicos:

- Intervenções no maciço de solo e;
- Intervenções na estrutura da edificação.

Ainda, uma intervenção pode ser considerada ativa ou passiva, isto é, o modo de atuação pode ser simultâneo a ocorrência das deformações. Pode-se exemplificar um caso ativo de interferência para compensar recalques induzidos como a presença de macacos hidráulicos entre o elemento de fundação e a estrutura da edificação. O reforço das fundações pela execução de “jet grouting” no solo no entorno de uma edificação pode ser considerado um caso passivo.

4.9.1 INTERVENÇÕES NO MACIÇO DE SOLO

O tratamento dos maciços de solo tem como objetivos:

- Estabilizar o solo para evitar rupturas (frente e abóboda);
- Reduzir as deformações e os recalques induzidos do maciços;
- Dar estanqueidade ao maciço, deduzindo permeabilidade e pressões.

Os princípios dos métodos de tratamento de solos podem ser divididos em:

- Controle do fluxo de água, por drenagem ou por congelamento, sendo que o controle de fluxo de água por drenagem no maciço pode ser executado por poços profundos dotados de injetores, poços profundos com bombas submersas, drenos tubulares sub-horizontais, ponteiras filtrantes à vácuo.
- Impregnação ou permeação, usando suspensões coloidais ou soluções verdadeiras. A consolidação por permeação, que é a melhoria da qualidade sem aumento substancial de volume, pode ser obtido por suspensões granulares estáveis, por soluções químicas coloidais, e ainda por soluções químicas puras ou verdadeiras.
- Fraturamento Hidráulico ou clacagem, onde é feita injeção de nata de cimento a altas pressões de injeção para a obtenção de rupturas planares do solo para que são preenchidas pela nata de cimento. A consolidação por clacagem, muito usada, é obtida pela formação de uma malha de tubos verticais inseridos no solo e injeção de nata de cimento a pressões altas pelas válvulas manchete.
- Desintegração hidráulica e mistura simultânea com a nata de cimento: “Jet Grouting”. A consolidação por colunas de solo-cimento através da tecnologia do "jet grouting" pode ser aplicada a qualquer tipo de solo (desde argilas até pedregulhos). Permite consolidar um certo volume do maciço com forma geométrica definida, quer em planta quer em profundidade.

- Inclusões rígidas no maciço, onde a estruturação do maciço é conseguida por inclusões rígidas obtida através da instalação de estruturas por percussão ou macaco hidráulico. Estas inclusões podem ser por enfilagens de barras de aço CA- 50, e quando é adotada é normalmente emergencial, enfilagens de chapas de aço , formando um arco (“umbrelas”); enfilagens tubulares, enfilagens de “jet grouting” (CCPH), e enfilagens de bulbo contínuo e ainda enfilagens de resina epóxi.
- Injeções simultâneas de compensação. Este é um caso ativo de intervenção no maciço de solo e será detalhado no item 4.9.3. Basicamente consiste da injeção de calda de cimento para soerguimento da região do maciço acima da linha de injeção para compensação de recalques.

4.9.2 INTERVENÇÕES NA ESTRUTURA

Há casos que as intervenções no solo não são suficientes para possibilitar a execução da obra subterrânea sem que ocorram danos importantes às edificações adjacentes. Estruturas de edificações mais antigas, que tem o método construtivo como fator limitante das deformações admissíveis, necessitam do enrijecimento de sua estrutura para que não sofram danos. Outro fator que pode determinar a adoção de intervenções na estrutura de uma edificação são os condicionantes logísticos dos meios urbanos. Por exemplo, a localização de uma edificação no centro de uma grande cidade, não permitiria o acesso de grande equipamentos de injeção e calda de cimento ou lama bentonítica. A Figura 4.18 apresenta uma central de recuperação de bentonita de escavações subterrâneas.

Moreira & Flor (1998) reportam um caso de transferência de carregamentos de fundação de um prédio histórico do centro de Lisboa em fundação superficial para uma nova fundação profunda dotada de macacos compensadores de recalque. O sistema foi necessário devido a pequena distância entre as fundações do edifício e o túnel a ser executado . A maior parte do movimento do edifício foi devido à passagem do TBM. Em estacas próximas à escavação do túnel ocorreram incrementos abruptos de recalque no momento da passagem do TBM, que foram compensados pelos macacos hidráulicos.

4.9.3 INJEÇÕES SIMULTÂNEAS DE COMPENSAÇÃO

As injeções simultâneas de compensação podem ser consideradas um método de intervenção no maciço de solo com atuação ativa, determinada pelo monitoramento dos

recalques e são aplicadas no maciço por fraturamento hidráulico. Se apresentam como opção em casos onde os recalques superficiais gerados pela construção do túnel não serão abruptos. O objetivo da injeção simultânea de compensação é a melhoria inicial das propriedades de resistência e deformabilidade e posterior injeção de calda de cimento para ganho de volume da região do maciço. Pode-se dizer que a injeção simultânea de compensação produz uma perda de solo negativa, ou introduz um "ganho de solo" (Figura 4.21).



Figura 4.19 - Central de recuperação de bentonita

Segundo Kramer et al. (1994) a melhoria de solo devido às injeções simultâneas, segundo uma padronização denominada "SOILFRAC" acontecem devido:

- O esqueleto é reforçado por séries de lentes rígidas de cimento que se propagam e formam uma matriz de solo e calda;
- A calda enche vazios e causa alguma compactação em solos granulares ao longo das lentes;
- O índice de plasticidade de argilas saturadas decresce até a troca de íons de cálcio originais por cimento.

Dois casos de injeções simultâneas são apresentados. Kramer et al. (1994) onde são executadas as injeções simultâneas entre o túnel de uma refinaria e o Edifício "Oil Reserch", e Schewiger & Falk (1998), que reportam as injeções simultâneas de compensação aplicadas ao maciço de solo entorno do túnel do Metrô de Portugal. Os dois casos tem instrumentação de excelente acurácia.

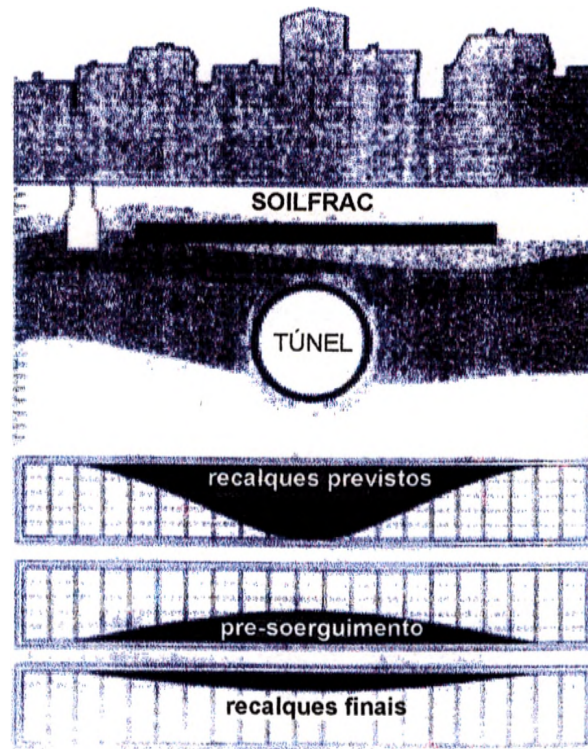


Figura 4. 20 - Sistema de injeção de compensação "SOILFRAC" (modificado - Schweiger & Falk, 1998)

Em Kramer et al. (1994) o método consistiu de injeções de calda por dois shafts diagonalmente opostos que seguiram a seguintes etapas, e que são basicamente os passos adotados em uma intervenção deste tipo (Figura 4.19):

- i) Injeções preliminares para formação de uma matriz mais rígidas , as injeções de condicionamento, que são executadas lentamente;
- ii) Injeções de pré-soerguimento antes da passagem do TBM;
- iii) Injeções simultâneas de compensação para soerguimento em respostas aos recalques medidos em tempo real. As medições reportadas em Kramer et al. (1994) indicaram bom funcionamento do sistema. Foi dado um pré-soerguimento de 5 mm. O TBM antes de entrar na região das injeções vinha provocando recalque entre 15 e 20 mm e estes valores caíram para 4 a 6 mm. O recalque total então foi de 1 mm após 24 h da passagem do TBM. Como o recalque admissível era de 10 mm não foi necessário injeção de compensação. O recalque total após 6 meses foi medido em 6 mm. Em Schewiger & Falk (1998), a aplicação de "SOILFRAC" no Metrô de Lisboa o terceiro passo foi aplicado com sucesso e os resultados

são apresentados na Figura 4.17. Apesar da técnica de injeção de compensação ser uma boa ferramenta para minimização dos recalques diferenciais e totais, a operação do shield EPB se torna importante à medida que a distância das estruturas na superfície diminui.

A aplicação de injeções de compensação no solo colapsível de Brasília deve ser avaliada por um estudo considerando os parâmetros envolvidos. A alteração do estado de tensões e o provável aumento do grau de saturação entorno dos limites das regiões injetadas pela calda de cimento, apesar de alguns estudos de fundações descrever a não interferência da água de hidratação do cimento em estacas injetadas e de solo-cimento na argila porosa de Brasília. Porém, como a calda de cimento tem sua fluidez basicamente obtida através da alta relação água-cimento, esta água poderia provocar o aumento da umidade do solo entorno da linha de injeção e desencadear um processo de colapso. Os aditivos para diminuição da viscosidade da calda ainda poderiam funcionar como um defloculador e quebrar as ligações da estrutura porosa e também desencadear um processo de colapso. Estas considerações preliminares não são suficientes para uma afirmação de que a injeção simultânea de compensação pode não funcionar bem nos solos de Brasília, porém pode-se dizer que o consumo de calda de cimento injetada pode ser maior neste solo do que em solos não colapsíveis.

CAPÍTULO 5

APLICAÇÃO E ANÁLISE DE DESLOCAMENTOS E SUAS INFLUÊNCIAS EM EDIFICAÇÕES

O túnel do metrô de Brasília é uma obra subterrânea de 6,5 km de extensão escavada pelo método NATM em um maciço de solo composto por um extrato de argila arenosa porosa e colapsível, de espessura variando de 10 a 40 m, que se repete ao longo de toda a extensão do maciço, com valores baixos de N_{SPT} , na maioria de 2 a 3 golpes, e com índice de vazios variando de 0,7 a 2,2. Este solo já fora descrito de maneira geral e detalhada em diversos trabalhos (Teixeira, 1994, Blanco, 1995, Carvalho, 1995, Luna, 1997, Jardim, 1999, Peixoto, 1999). Segundo Farias & Assis (1996) na geologia de Brasília, esta camada de argila porosa vermelha aparece quase sempre sobrejacente a uma camada de solo residual de siltes provenientes de ardósia, com presença de camadas intercaladas de siltitos e quartzitos, chamadas de metarritmitos. A Figura 5.1 mostra o perfil geológico ao longo da Asa Sul de Brasília.

O túnel do metrô de Brasília teve seu estudo geotécnico e escavação divididos em trechos, e neste trabalho serão analisados os resultados de instrumentação à luz dos conceitos aqui apresentados. Os perfis de recalques, deslocamentos horizontais e outras medidas inerentes ao controle da construção do túnel, sob o aspecto geotécnico, serão então reavaliadas. Para tanto alguns trechos serão rerepresentados, com novas considerações gerais, e após será aplicado o modelo analítico de Loganathan & Poulos (1998 e 1999), e os critérios de danos de Boscardin & Cording (1989) e Mair et al. (1996).

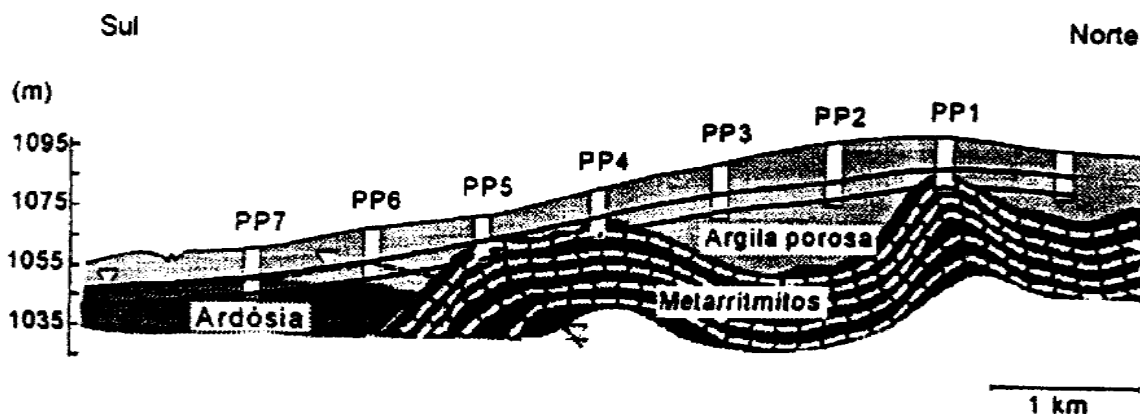


Figura 5. 1 - Perfil geotécnico da Asa Sul de Brasília (modificado - Ortigão, 1994).

Além do perfil geológico, a Fig. 5.1 mostra as geratrizes superior e inferior do túnel e as estações, denominadas pela sigla PP, de Plano Piloto, acompanhada de um número, que cresce para o sul. Portanto é intuitivo e assim ocorreu que a divisão dos estudos geotécnicos e a escavação foram organizados em trechos divididos pelas estações. Estes trechos são denominados como subtrechos PP5-PP4, por exemplo. Existe ainda, após a PP7 um shaft que foi executado para dividir este subtrecho, que teria aproximadamente 1100 m, e que leva ao emboque sul do túnel. A Figura 5.2 apresenta os subtrechos que compõem o túnel do Metrô de Brasília e seus diversos modos de referências.

A adoção dos parâmetros geotécnicos será procedida usando os estudos geotécnicos executados pelas empresas envolvidas na construção do metrô, e que forneceram tais dados para esta pesquisa. Algumas regiões da Asa Sul foram mais estudadas durante a obra que outras e serão feitas algumas considerações sobre a adoção de resultados de ensaios destas diferentes regiões. Portanto os dados tomados a partir de um subtrecho para a aplicação em outro subtrecho se deve ao fato da campanha de ensaios de laboratório e de campo ter sido aí realizados. O perfil geotécnico de Brasília tem um comportamento com relação às sondagens à percussão (SPT) que, para um extrato de mesma geologia, apresenta boa repetibilidade. Pode-se dizer que existe uma geologia típica na Asa Sul de Brasília e que será considerada neste estudo, com as devidas peculiaridades de cada seção dos subtrechos em estudo.

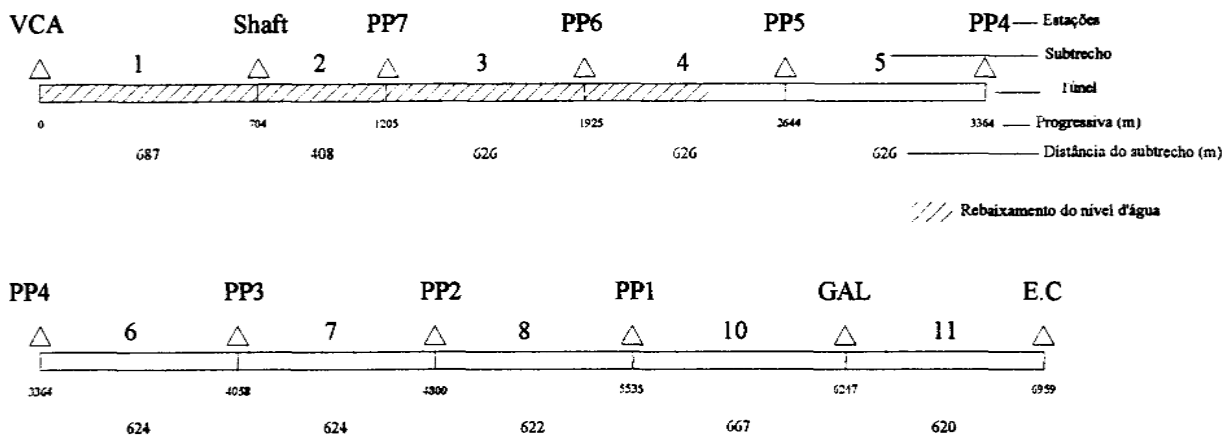


Figura 5.2 - Disposição das estações e progressivas no trecho da Asa Sul (modificado - Blanco, 1995)

Os subtrechos escolhidos a seguir são analisados de maneira geral e sua escolha é justificada. Os parâmetros geotécnicos de cada subtrecho são também definidos. A Fig. 5.2 mostra o trecho da Asa Sul com as divisões em subtrechos e suas respectivas progressivas.

5.1 SUBTRECHO SHAFT - PP7

Este é também denominado de subtrecho 2. Será estudado pois a edificação a ser analisada pelos critérios de danos já citados se encontra neste subtrecho. A instrumentação disponível de medidas do perfil de recalque é apresentada na Figura 5.3

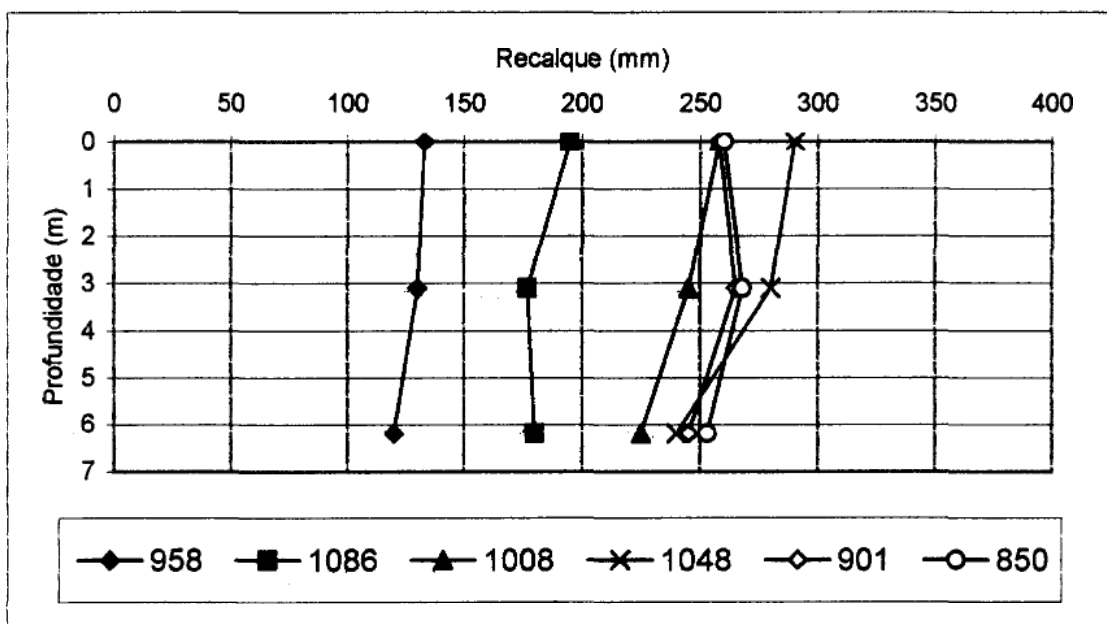


Figura 5.3 - Perfil de recalques medidos do subtrecho 2 (modificado - Blanco, 1995)

O primeiro ponto a ressaltar é a inclinação dos segmentos de reta que ligam os pontos de recalques medidos pela instrumentação. Pode-se qualitativamente dizer que um ângulo menor que 90° com a horizontal (referência círculo trigonométrico) indica a contração do solo após as deformações. Para uma perda de solo V_p igual a V_s , a inclinação deveria ser maior que 90° . Uma inclinação muito baixa, isto é, medidas de recalque menor em profundidades menores, indica então, uma alta contração do solo, evidenciando colapso. Portanto a inclinação destes segmentos de reta podem ser uma forma para a avaliação do colapso do solo.

Pode-se verificar uma repetibilidade de quatro das seis seções. A justificativa para recalques diferentes da seção 958 foi apresentada por Blanco (1995), onde a escavação foi executada no extrato mais competente do maciço, no saprólito de ardósia menos alterado e ainda a sua configuração geomorfológica, principalmente devido à geométrica favorecer a formação do efeito arco, onde existe um domo de solo mais rígido. A seção 1086 tem perfil de recalques cerca de 30% menores que as demais seções e este fato se deve a sua proximidade com o emboque da estação PP7. A aproximação com o emboque faz com que os recalques diminuam para todos os trechos instrumentados (Blanco, 1995), devido a medidas de reforço adotadas nestas regiões.

Outros dados usados neste estudo é o deslocamento adimensional do teto do túnel de Negro (1988), porém o seu uso teve de ser feito com restrições, já que os parâmetros geotécnicos considerados foram obtidos na maioria dos casos por correlações com o N_{SPT} . O deslocamento final no teto do túnel ter sido obtido por extrapolações gráficas (Masa, 1999), a partir das medidas do marco M1 e tassômetros T1 e T2. Pode-se dizer que o valor do recalque no teto do túnel está entre a medida dos pinos internos de recalque e entre a medida corrigida do tassômetro T2 sugerida por Cording & Hansmire (1975), onde $V_p=V_s$, e portanto a extrapolação gráfica deve estar sempre neste intervalo, o que é razoável. A Fig. 5.4 mostra os deslocamentos adimensionais do teto do túnel U_t de seções deste subtrecho.

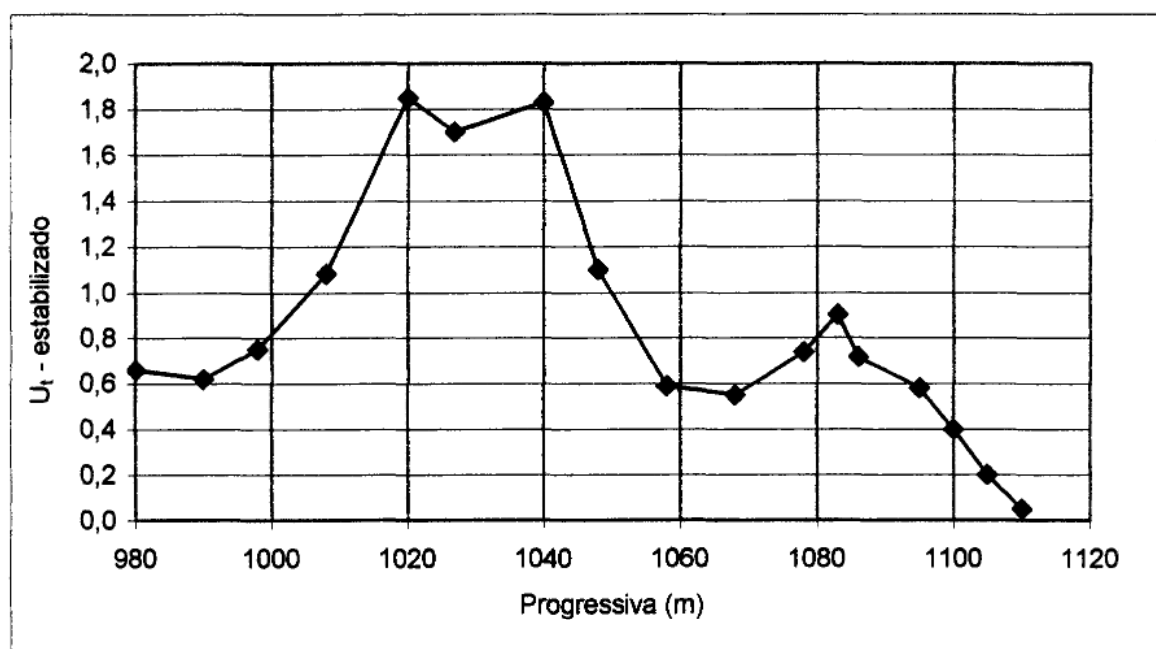


Figura 5.4 - Deslocamentos adimensionais do teto do túnel (modificado - Brasmetrô, 1993).

5.1.1 PARÂMETRO ADIMENSIONAL U_t

O cálculo do deslocamento adimensional do teto do túnel (U_t), é apresentado por Negro (1988) em função do diâmetro equivalente do túnel (D) e do recalque estabilizado no teto do túnel (s_c). O parâmetro U_t também é um indicativo de estabilidade do teto do túnel, sendo expresso pela seguinte relação:

$$U_t = \frac{s_c \cdot E}{\sigma_z \cdot D} \quad (5.1)$$

Onde:

E é módulo de Young do maciço de solo;

σ_z é a tensão geostática vertical atuante na cota do teto do túnel;

s_c é o recalque estabilizado no teto do túnel;

D é o diâmetro do túnel.

Considera-se que a instabilidade do teto do túnel ocorre para valores de U_t superiores a 1,6. Porém em algumas seções do Metrô de Brasília, este valor é ultrapassado e não ocorre a ruptura, chegando até 1,8 para U_t , indicando talvez seções de baixa estabilidade (Fig. 5.4).

5.2 SUBTRECHO PP6-PP5

Este subtrecho foi escolhido pois nele ocorre o aparecimento de uma estrutura subsuperficial que corrobora os estudos de Potts & Anddenbroke (1996). Este estudo sugere que há uma diminuição dos recalques e deslocamentos internos do maciço de solo quando há a presença de uma edificação que aumente a rigidez do maciço de solo.

Os dados de instrumentação são apresentados abaixo (Fig. 5.5) e observa-se uma repetibilidade das medidas exceto para a progressiva 2275, que teve recalques medidos 50% menores que para as outras seções. Muito próxima à seção instrumentada 2275 se encontra uma passarela subterrânea. Esta estrutura é um caixão de concreto armado e sua influência no maciço é positiva para a segurança da escavação e para diminuição dos deslocamentos do maciço de solo, e isto se dá pelas características desta estrutura (Potts & Anddenbrooke, 1996). A tensão aplicada pelas fundações da estrutura é menor do que a tensão geostática antes existente no maciço e a sua maior rigidez interrompe a propagação de deslocamentos.

Adiciona-se a este fator os cuidados adicionais durante a escavação, exatamente pelo cruzamento desta com uma estrutura.

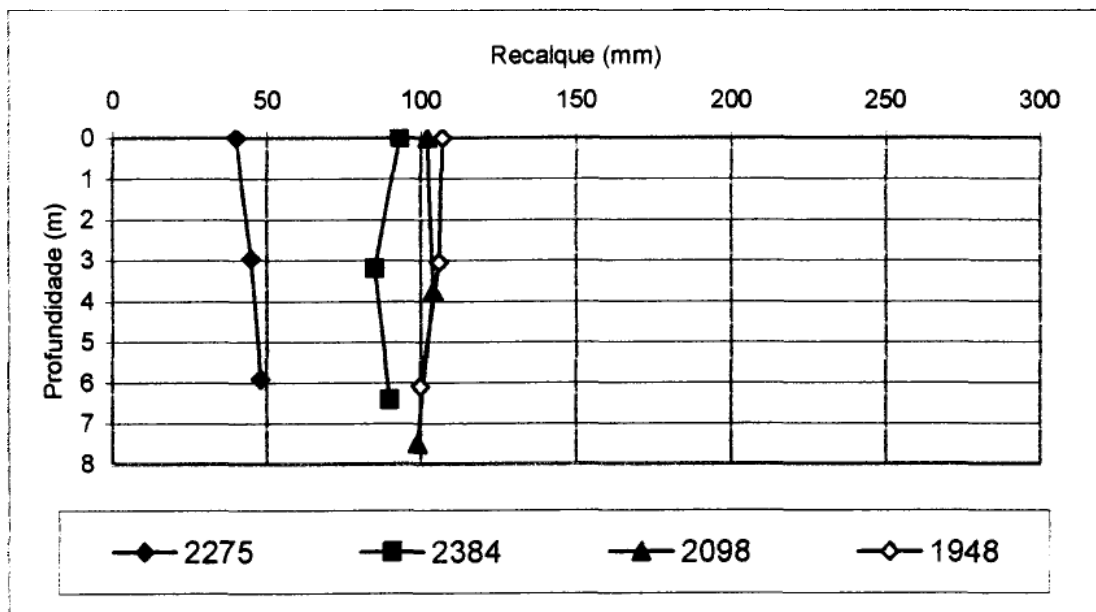


Figura 5.5- Perfil de recalques do subtrecho PP6-PP5.

5.3 SUBTRECHO PP3-PP2

Este subtrecho foi escolhido pois nele foi procedido um estudo numérico importante de Farias & Assis (1996). Será procedida neste trecho retroanálises para obtenção do parâmetro gap e a verificação da consideração qualitativa e quantitativa feitas para sua adoção nas outras seções em estudo.

No perfil de recalque deste subtrecho ocorre a mesma repetibilidade dos outros trechos, também com a exceção para uma progressiva, 4455. Próxima a esta progressiva se encontra uma outra passagem subterrânea, que confere ao maciço o mesmo comportamento descrito anteriormente. Neste caso a influência da passarela foi de menor vulto para a progressiva em questão, relativamente diminuiu os recalques em torno de 30%, mas isto se deve à distância da seção instrumentada à passarela subterrânea. Neste caso é possível que a influência tenha sido até maior que no caso anterior.

Os deslocamentos adimensionais do teto do túnel mostram uma diminuição para regiões onde há a presença de tesourinhas, que também têm estrutura que aumenta a rigidez do maciço que são as estruturas de contenção para as cabeceiras das pontes. Mais uma vez

vale lembrar os cuidados adicionais adotados durante a execução da escavação devido ao seu cruzamento com estruturas na superfície do solo. A Fig. 5.7 mostra os deslocamentos do teto do túnel para este subtrecho.

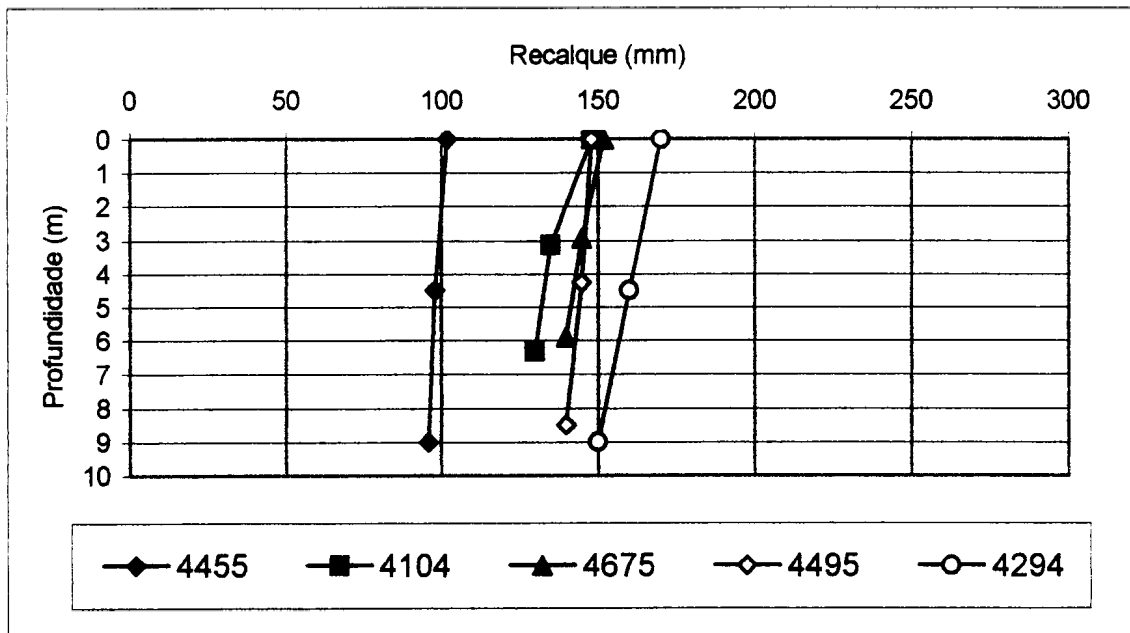


Figura 5.6 - Perfil de recalques do subtrecho PP3-PP2 (modificado - Blanco, 1995).

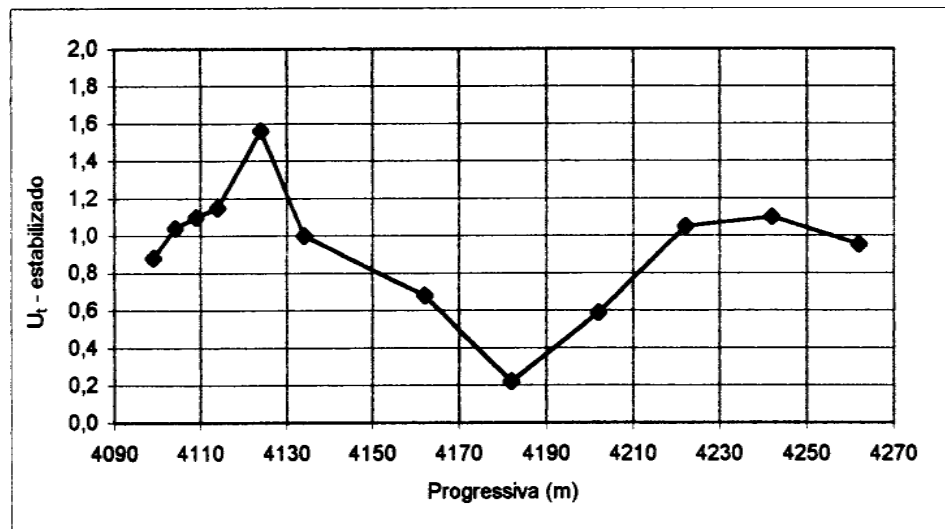


Figura 5.7 - Deslocamento adimensional do teto do túnel: Progressivas 4110 e 4256 m (modificado - Brasmetrô, 1993).

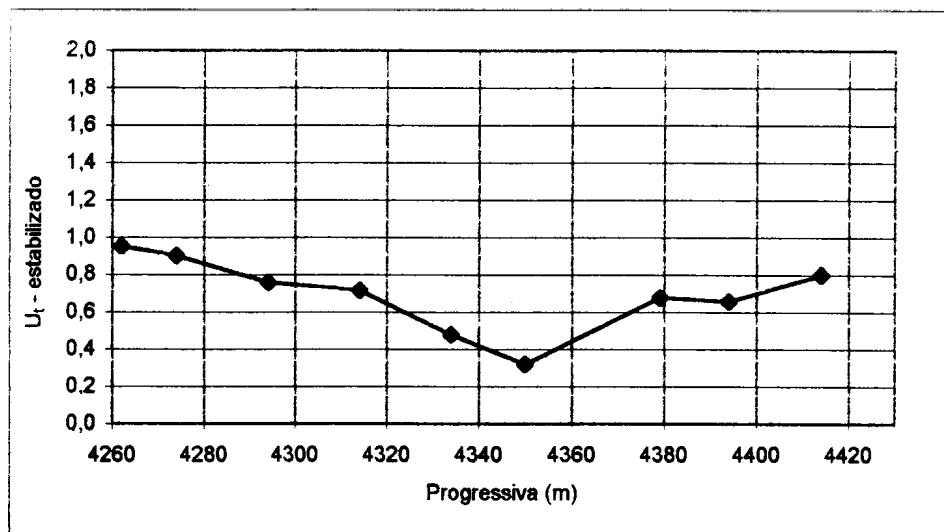


Figura 5.8 - Deslocamento adimensional do teto do túnel: Progressivas 4260 e 4410 m (modificado - Brasmetrô, 1993).

5.4 ESTUDO DOS DESLOCAMENTOS INDUZIDOS NO MACIÇO

Para a avaliação do modelo analítico proposto por Loganathan & Poulos (1998 e 1999) serão usados os dados de campo das seções transversal em questão (progressivas 4294, 2098, 4455, 2275, 1008, 1020, 1048 e 1086 m, por ordem de apresentação) e posteriormente serão feitas as devidas ponderações sobre os resultados.

O parâmetro de perda de solo equivalente será estimado segundo dados obtidos do deslocamento adimensional do teto do túnel proposto por Negro (1988), que é obtido de medidas extrapoladas de tassômetros, a 2 m do teto do túnel (T2) e na metade da profundidade deste e a superfície (T1) e um marco superficial posicionados na linha central do túnel (M1). Será procedida também a forma proposta por Loganathan & Poulos (1999) que é através da estimativa do parâmetro gap (g). Também será analisada a adoção da convergência como valor de G_p e a combinação do parâmetro gap equivalente. O parâmetro ω será usado na estimativa de g pela proposição de Loganathan & Poulos (1998), considerando os parâmetros geotécnicos de cada seção. O parâmetro gap foi desenvolvido para construções em túneis escavados mecanicamente, porém será proposto neste estudo uma forma de estimá-lo para o caso de túneis escavados de forma seqüencial, como descrito pela Fig. 5.8.

O tassômetro T2 será usado como referência na avaliação do método, pois devido a sua proximidade ao teto do túnel, pode-se dizer que os acréscimos sucessivos de perda de solo devido à contração e/ou colapso são menores que para os outros pontos instrumentados.

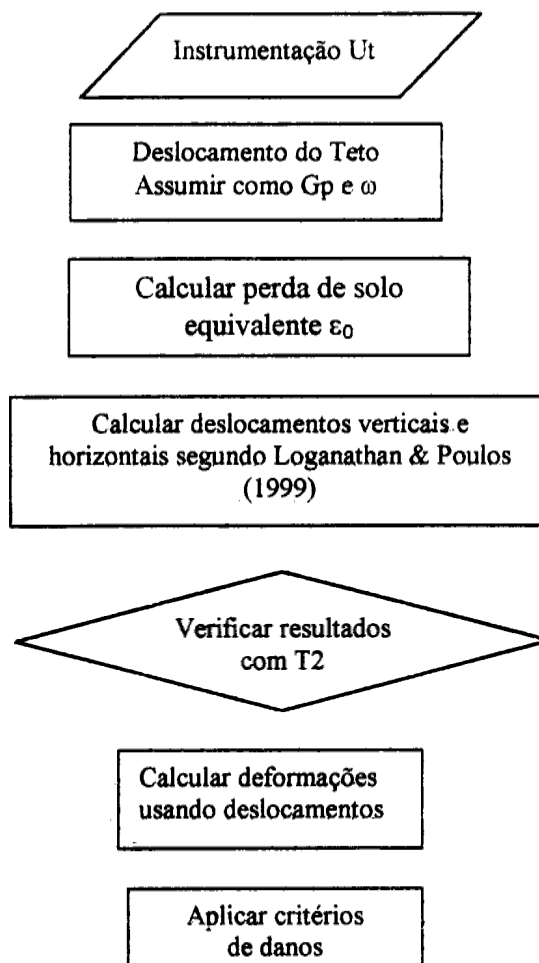


Figura 5.9 - Fluxograma simplificado de avaliação - previsão de danos em edificações devido à construção de túneis.

5.5 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Os parâmetros e estudos geotécnicos mínimos necessários para a avaliação e estudos propostos por esta pesquisa são apresentados neste item. Os parâmetros geotécnicos do Metrô de Brasília foram apresentados em diversos trabalhos (Ortigão, 1994, Blanco, 1995, Ortigão et al. 1996, Jardim, 1998, Winkler, 1999).

5.5.1 PERFIL DO SOLO

O perfil do solo foi obtido ao longo do eixo do túnel por sondagens de simples reconhecimento que fornecem resultados parecidos para camadas de mesma geologia. Os

perfis mais próximos da edificação a ser estudada é dado na Fig. 5.9. Nos perfis está sempre presente a argila arenosa porosa colapsível cobrindo um extrato de solo residual de ardósia.

Segundo Ortigão (1994) a anisotropia inerente aos materiais estruturados dificulta a interpretação de ensaios "in situ" convencionais realizados em furos de sondagem. Parâmetros de resistência e deformabilidade dependem da orientação em relação a planos de foliação e fraturamento.

5.5.2 MÓDULO DE YOUNG

O módulo de Young E será obtido de correlações com os ensaios de dilatômetro de Marchetti, que segundo Jardim (1998) tem boa repetibilidade para os solos de Brasília com seu valor obtido a partir do módulo dilatométrico E_d . A correlação se dá por :

$$E = 0,85.E_d \quad (5.1)$$

Inicialmente serão feitas análises segundo o valor médio ao longo da camada de solo sobrejacente ao túnel e após a avaliação do uso de um valor melhor que se dá ao longo do eixo do túnel. O módulo de Young adotado por Kochen (1993) foi de 8 MPa, para as seções próximas ao posto de combustíveis. Nas seções em estudo, para a adoção de um valor para o módulo de Young será considerado os seguintes pontos:

- Equação 5.1, como o valor médio entre a superfície e o eixo do túnel que, em Ortigão (1994) aparece com valor aproximado de $E_d=11$ MPa, portanto $E=9$ MPa.
- Valores adotados no estudo de Luna (1997).
- Onde não houverem dados de referências, será arbitrado com ponderações relativas a valores de N_{SPT} (Ortigão, 1994).

5.5.3 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA

A presença da água no maciço de solo na região onde está o posto de combustíveis se dá na profundidade de 14 m a partir da superfície. Segundo Ortigão (1994) o nível d'água do solo desta região tem variação sazonal da ordem de 3 a 4 m. Então o comportamento do maciço na região da escavação foi não drenado nos primeiros metros do eixo do túnel, senão no primeiro metro.

Progressiva	1013	1046	1079	
Linha	SP 626	SP 627	SP628	SSP/n
Superfície	1058,960	1058,400	1058,500	1058,620
NA	16,600	14,060	16,060	15,573
Profundidade	N/cm	N/cm	N/cm	N/30cm
0,00				0,0
1,00	0,054	0,040	0,043	1,4
2,00	0,067	0,040	0,067	1,7
3,00	0,056	0,050	0,067	1,7
4,00	0,077	0,094	0,063	2,3
5,00	0,100	0,059	0,069	2,3
6,00	0,130	0,061	0,114	3,1
7,00	0,222	0,121	0,136	4,8
8,00	0,100	0,200	0,133	4,3
9,00	0,107	0,138	0,148	3,9
10,00	0,121	0,133	0,111	3,7
11,00	0,483	0,067	0,125	6,7
12,00	0,600	0,056	0,071	7,3
13,00	0,467	0,231	0,250	9,5
14,00	0,367	0,452	0,250	10,7
15,00	0,667	0,633	0,214	15,1
16,00	0,900	0,667	0,258	18,2
17,00	1,200	0,571	0,419	21,9
18,00	2,500	0,700	0,571	37,7
19,00	2,381	0,900	0,633	39,1
20,00	1,667	1,833	0,967	44,7
21,00		1,367		50,0
22,00				50,0
23,00				50,0
24,00				50,0
25,00				50,0

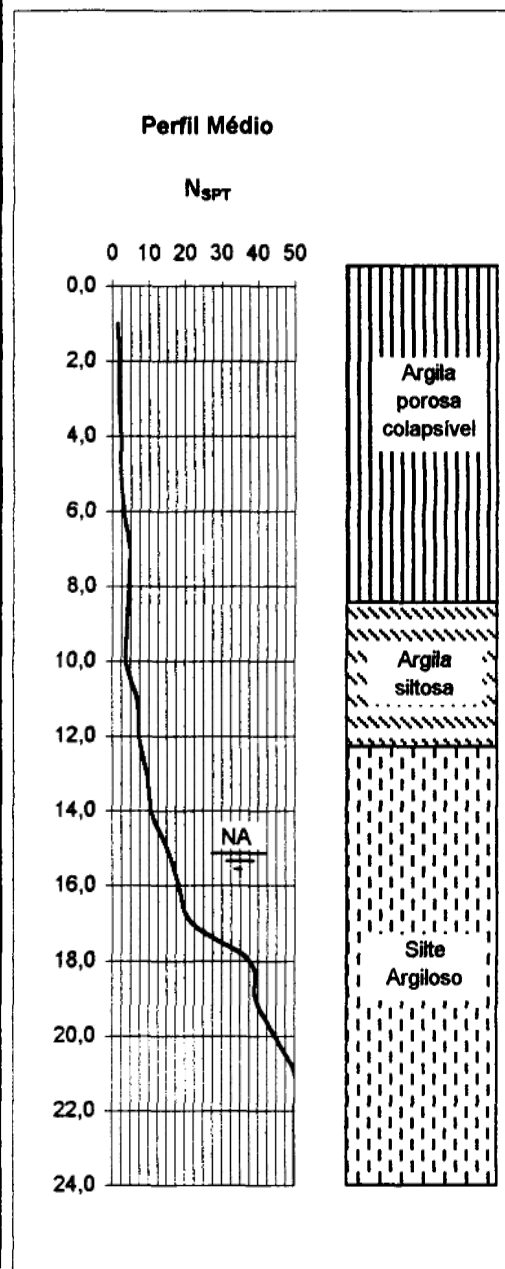


Figura 5.10 - Perfis de sondagem SPT mais próximo da edificação do posto da 115 sul, localizados entre as progressivas 1020 e 1040.

A resistência não drenada é dependente da tensão efetiva do solo e ensaios triaxiais e dilatométricos mostraram esta ser crescente com a profundidade, o que é normal. A resistência ao cisalhamento do solo não saturado acima do NA é também crescente com a profundidade. A Figura 5.10 ilustra tal afirmação e pode-se concluir que a resistência ao cisalhamento do solo não saturado média entre a superfície e o eixo do túnel pode ser adotada como 20kPa. Esta conclusão coincide com resultados de campanha de ensaios triaxiais realizados.

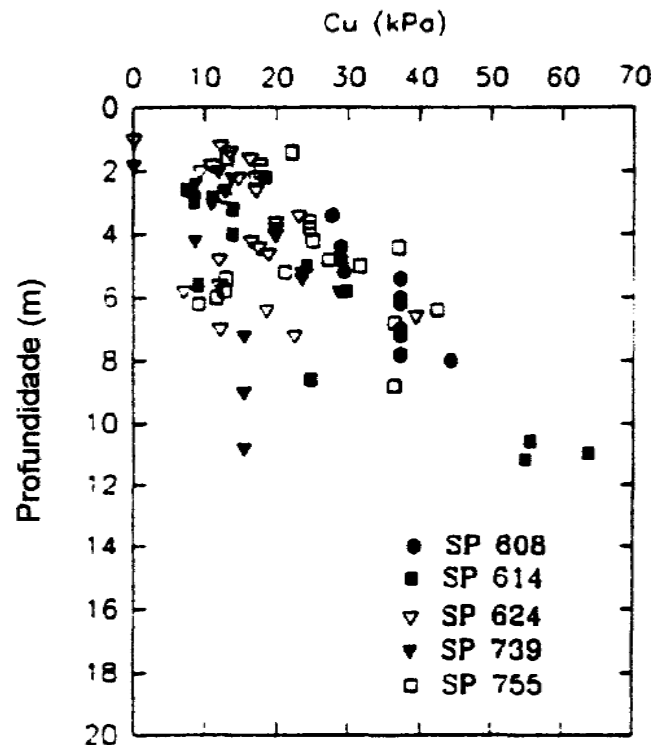


Figura 5.11 - Resistência não drenada medida por DMT de diversos furos ao longo do eixo do túnel do Metrô de Brasília.

O ângulo de atrito do solo pode ser considerado constante entre as profundidades em estudo e seu valor mais freqüente entre 26 e 28°, também obtido de ensaios dilatométricos.

5.5.4 COEFICIENTE DE EMPUXO NO REPOUSO, K_0

O coeficiente K_0 do solo para região em estudo foi obtido a partir de ensaios dilatométricos e de ensaios triaxiais. Pode ser adotado com o valor de 0,6 (Ortigão, 1994, Jardim, 1998).

5.5.5 NÍVEL D'ÁGUA, UMIDADE E GRAU DE SATURAÇÃO

O nível de água freática da região em estudo tem comportamento sazonal e na data de sua medição (12/92) tinha a profundidade de 15 m, portanto abaixo do eixo central do túnel mas com presença suficiente para que houvesse a necessidade de bombeamento. Pode-se dizer sem muitos erros que dezembro de 1992, data da medição do NA, é ainda o início do período de chuvas de Brasília, que se estende até abril. Portanto este NA deveria subir durante a construção do túnel que se estendeu até meados de 1994.

A umidade e o grau de saturação do solo de Brasília ao longo da profundidade terá variabilidade tão grande como é variável o índice de vazios da argila porosa, e provavelmente dependente da sazonalidade.

5.5.6 ÍNDICES FÍSICOS DO SOLO AO LONGO DO MACIÇO

Os parâmetros geotécnicos ao longo do eixo do túnel são variáveis, mas dentro dos limites razoáveis para definir os subtrechos. A seguir são apresentados alguns parâmetros geotécnicos e sua faixa de variação (Tabelas 5.1 a 5.3).

Tabela 5.1 - Pesos específicos ao longo do eixo do túnel (modificado - Luna, 1997)

Parâmetro	Símbolo	Unidade	Faixa de Variação
Peso específico dos sólidos	γ_s	kN/m ³	26,5 - 27,5
Peso específico natural	γ	kN/m ³	9,7 - 16,8

Tabela 5.2 - Limites de Atteberg, umidade natural e grau de saturação ao longo do eixo do túnel (modificado - Luna, 1997)

Parâmetro	Símbolo	Unidade	Faixa de Variação
Limite de liquidez	w_L	%	25 - 80
Limite de plasticidade	w_P	%	18 - 59
Limite de contração	w_s	%	34 - 38
Índice de plasticidade	I_p	%	18 - 59
Umidade natural	w	%	24 - 55
Grau de saturação	S_r	%	30 - 80

Tabela 5.3 - Outros parâmetros geotécnicos do túnel (modificado - Luna, 1997).

Parâmetro	Símbolo	Unidade	Faixa de Variação
Índice de vazios	e	-	0,9 - 2,2
Coesão efetiva	c'	kPa	9 - 40
Ângulo de atrito efetivo	ϕ'	°	10 - 29
Coefficiente de empuxo no repouso	K_0	%	0,55 - 0,60

5.5.7 PARÂMETROS K e i DA BACIA DE RECALQUE DA SEÇÃO

A seguir são apresentados os valores médios de K e i para cada subtrecho, os quais definem a largura da bacia de recalques da teoria de Gauss. Os dados foram extraídos de Assis et al. (1997) e são para curvas de probabilidade de Gauss aproximadas a bacia de recalque transversal nestes subtrechos.

Tabela 5.4 - Valores médios de K e i para cada subtrecho

Subtrecho	Valor médio de K	Valor médio de i (m)
VCA - PP7	0,49	6,4
PP6 - PP5	0,47	5,9
PP3 - PP2	0,48	7,0

5.5.8 DADOS DE PROJETO DO TÚNEL

Os dados geométricos da seção a ser estudada foram extraídos de trabalhos anteriores como de Blanco (1995) e de desenhos do perfil de solo ao longo do eixo do túnel fornecido pela empresa projetista. A cobertura de solo, geratriz superior, inferior, foram extraídas dos desenhos citados. O raio equivalente da seção foi obtido da área total da seção apresentada por Blanco (1995), e daí calculado o raio para esta área.

Os dados obtidos dos tassômetros presentes na seções instrumentadas foram usados na avaliação do deslocamento de teto. Como já exposto, outro fator usado na avaliação do deslocamento do teto do túnel foi o deslocamento adimensional do teto do túnel, proposto por Negro (1988). Também foram obtidos de documentos fornecidos pela empresa gerenciadora do consórcio de construção do túnel. A seguir (Fig. 5.11) apresenta-se a uma seção

instrumentada com os instrumentos necessários a este estudo e que consiste de cinco marcos superficiais (M), dois tassômetros (T). Ainda serão usadas medidas de inclinômetros para verificação de deslocamentos horizontais.

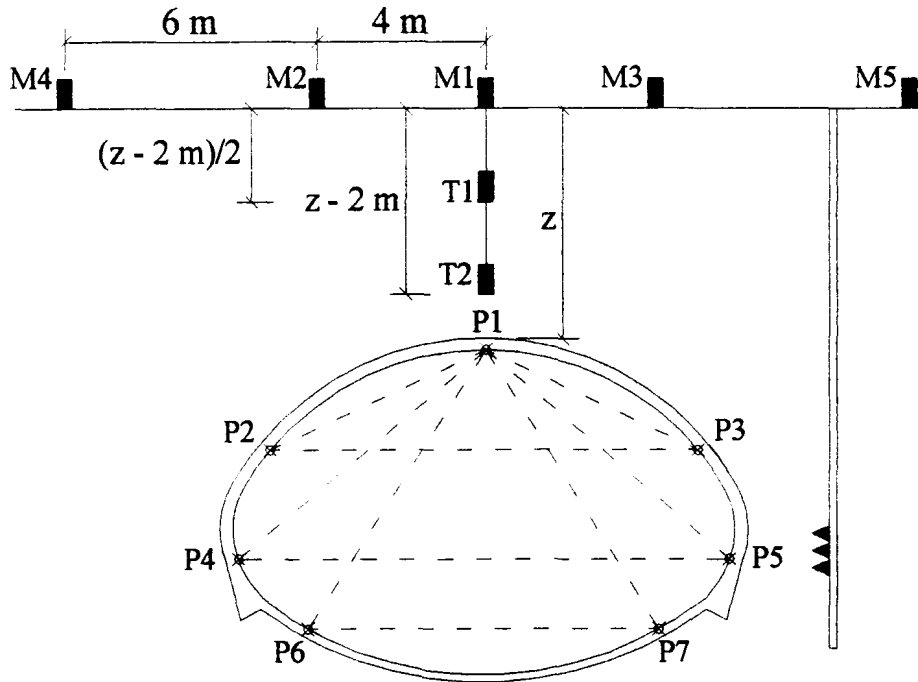


Figura 5.12 - Instrumentação típica de uma seção (modificado - Blanco, 1995)

Pode-se verificar que os deslocamentos adimensionais das seções da VCA - PP7 tem em média valor igual a 0,7 (Fig. 5.4). Existe um pico no valor destes nas progressivas 1020, 1027 e 1040. Esta é exatamente a região onde se encontra as fundações do posto de combustíveis da Super Quadra Sul 115. Portanto pode-se concluir que a posição das fundações, bem com a sua cota foram determinantes no comportamento danoso gerado pela escavação do túnel. Este fato reforça as observações de Loganathan & Poulos (1999), e qualitativamente pode-se dizer que as tensões das cargas pontuais da fundação potencializaram os deslocamentos do maciço de solo entorno da escavação, e provocaram deslocamentos de grande intensidade.

Os valores dos deslocamentos adimensionais do teto do túnel, que tem alguma repetibilidade na região PP7-Shaft podem ser corroborados pelos deslocamentos

adimensionais da região PP2-PP3, que teve a maioria das seções com esses valores sempre menores que 1,0.

Outro fato interessante é que a instrumentação indica algumas regiões de deslocamento adimensionais do teto do túnel com valores bem baixos. Uma das razões é a seção instrumentada se aproximar dos emboques, que minimizam os deslocamentos de convergência tanto transversais como, principalmente, longitudinais. Outra razão é a existência das alças de acesso e retorno de vias existentes ao longo do eixo do túnel, chamada de tesourinhas. Nestas seções a cobertura de solo perde sempre mais de 4 m de solo na superfície, por escavação, uma estrutura de contenção, que forma a cabeceira das pontes das tesourinhas, confere rigidez à seção, funcionando como minimizadora de deslocamentos. Ainda devido à existência das tesourinhas, pode-se dizer que o solo abaixo das pistas de rolamento, compactado, tem suas condições mecânicas na superfície melhoradas devido ao intenso tráfego de veículos nestas pistas.

A inclinação das medidas das seções instrumentadas com marcos no eixo do túnel e dois tassômetros, posicionados a 2 m do teto (T2) do túnel e na metade da distância entre T2 e a superfície, podem ser interpretada qualitativamente como medida da ocorrência do colapso. Uma seqüência de medidas destas em um maciço de solo não colapsível, segue o modelo proposto inicialmente por Litwiniyszyn em 1956, citado por Cording (1991), que os recalques aumentam no sentido do teto do túnel. Em Brasília, praticamente em todas as seções, ocorre o oposto. Os recalques aumentam no sentido da superfície e quanto mais inclinado forem as curvas ligando os valores medidos da instrumentação, maior é o colapso. Isto quer dizer que quanto maior for o recalque superficial em relação ao recalque no teto do túnel, maior será a inclinação que indica colapso. Por exemplo, resultados de medidas que indiquem uma reta, com as medidas de recalque dos tassômetros e dos marcos superficiais, já indicam redução de volume do maciço de solo.

5.5.9 PRESSÃO DE SUPORTE

A pressão de suporte a ser usado será a obtida no trabalho de Farias & Assis (1996) que obtiveram uma pressão de suporte da ordem de 60% da pressão geostática, ou entorno de 40% de alívio devido à formação do efeito arco.

5.6 ANÁLISES DE DEFORMAÇÕES E MODELOS

A aplicação do modelo de Loganathan & Poulos (1999) se dá pelo uso das Equações 3.45, 3.46 e 3.49. Os parâmetros geométricos, elásticos e geotécnicos de entrada são claros: coordenadas dos pontos onde se deseja o valor dos deslocamentos (x,z), raio do túnel (R), profundidade do eixo do túnel (H), coeficiente de Poisson (ν), ângulo de atrito limite (β) e o parâmetro gap (g).

Há complexidade de parâmetros na definição do parâmetro gap (g) e a seguir são descritas as formas de sua obtenção. A seqüência de apresentação do parâmetro gap (g) do Apêndice A pode ser usada para tal descrição, que será aplicada à primeira seção apresentada. A Tabela 5.5 apresenta os parâmetros usados na avaliação dos deslocamentos do maciço de solo devido à existência do túnel para todas as seções transversais, e as primeiras avaliações também serão úteis para calibração do modelo, para que nas seções onde existem as estruturas de edificações possa ser feitas ponderações mais acuradas.

O parâmetro G_p , como já dito anteriormente, será assumido como o valor do deslocamento do teto do túnel e obtido dos dados de deslocamentos adimensionais do teto do túnel (Negro, 1988) e de outros dados disponíveis na literatura (Tabela 5.5). Os parâmetros Δ e ζ são relativos à geometria da máquina de escavação e são considerados nulos para a obtenção do parâmetro gap (g).

A obtenção de U_{3D} é baseada em estimativas qualitativas dos parâmetros diretos envolvidos. O parâmetro k é adotado como 0,8 para todas as seções (Lee & Rowe, 1992), razoável para o solo de Brasília. O parâmetro Ω é um fator adimensional de deslocamento sendo adotado como 1 para todas as seções. Na seqüência tem-se o parâmetro P_0 , que é obtido pela Equação A.5. Desta, há a necessidade apenas de algumas palavras sobre a obtenção da pressão de suporte P_i . Para o túnel de Brasília foi considerado o valor de 38% de alívio de tensões, como obtido numericamente por Farias & Assis (1996). Este valor foi usado em todas as seções do túnel, devido a 3 motivos: o túnel de Brasília tem profundidade praticamente constante, está num maciço de solo de características similares ao longo de seu eixo e este parâmetro é de difícil estimativa.

O parâmetro ω refere-se à qualidade dos trabalhos e sua obtenção é condicionada pela Equação A.6 e por uma porcentagem do valor de G_p . Portanto, haverá indicação para os

parâmetros usados na Equação A.6 de Lo et al. (1984), como apresentado na Tabela 5.5. O coeficiente de Poisson é adotado como 0,3 e este valor é próximo da real condição dos solos não saturados de Brasília, como estudado experimentalmente por Peixoto (1999).

O estudo inicia-se como a apresentação dos resultados de bacia de recalques superficiais para a seção transversal da progressiva 4294 m, gerada pela Equação 3.46, apresentado na Figura 5.13, de acordo com os dados da Tabela 5.5. O coeficiente de Poisson necessário para alimentar a Eq. 3.46, será adotado neste e em todos os casos seguintes como $\nu = 0,3$. Pode-se observar na Figura 5.13 uma boa concordância entre a solução proposta por Loganathan & Poulos (1999) e as medidas de campo, principalmente quanto ao aspecto do parâmetro i , a largura da bacia de recalque. A curva de Loganathan & Poulos (1998) tem a largura da bacia de recalque maior que a medida pela instrumentação. Esta concordância entre medidas foi consequência da adoção do parâmetro G_p , obtido das medidas de deslocamentos adimensionais do teto do túnel como sugerido por Negro (1988).

Tabela 5.5 - Parâmetros adotados na análise de deslocamentos do maciço para as seções

Seção (m)	V_p / U_t	G_p (m)	z_0 (m)	D (m)	c (kPa)	E (MPa)
4294	$U_t = 0,76$	0,117	15,9	9,22	20	10
2098	$U_t = 0,62$	0,054	14,1	9,46	210	15
4455	$V_p = 1,29$	0,098	15,7	9,22	210	12
2275	$V_p = 0,61$	0,046	12,5	9,22	210	15

Para o perfil de recalques vê-se claramente no gráfico da Figura 5.14 inclinações opostas com relação a vertical, mostrando bem a diferença entre a concepção do modelo, contínuo, e o comportamento do solo, contrátil. A legenda da Fig. 5.14 indica a presença das análises de Loganathan & Poulos (1998) e Loganathan & Poulos (1999), e aparentemente aparece apenas o valor da primeira. Na realidade ocorre uma superposição das soluções, e isto se dá pois o perfil de recalques é a medida em cada profundidade do recalque máximo da bacia transversal, e este valor é o mesmo nas duas soluções.

A seguir tenta-se uma retroanálise do valor da coesão, que para o caso não saturado em que foram realizadas as escavações do túnel do metrô de Brasília, passa a ser função da

sução mátrica. Para esta retroanálise mantém-se fixos os parâmetros de deformabilidade do solo, módulo de Young e coeficiente de Poisson. A Tabela 5.6 apresenta os valores obtidos da retroanálise da coesão (Equação A.6). A seguir apresenta-se o perfil de recalques, onde aparece finalmente, na posição do tassômetro T2 medidas próximas ente modelo e realidade.

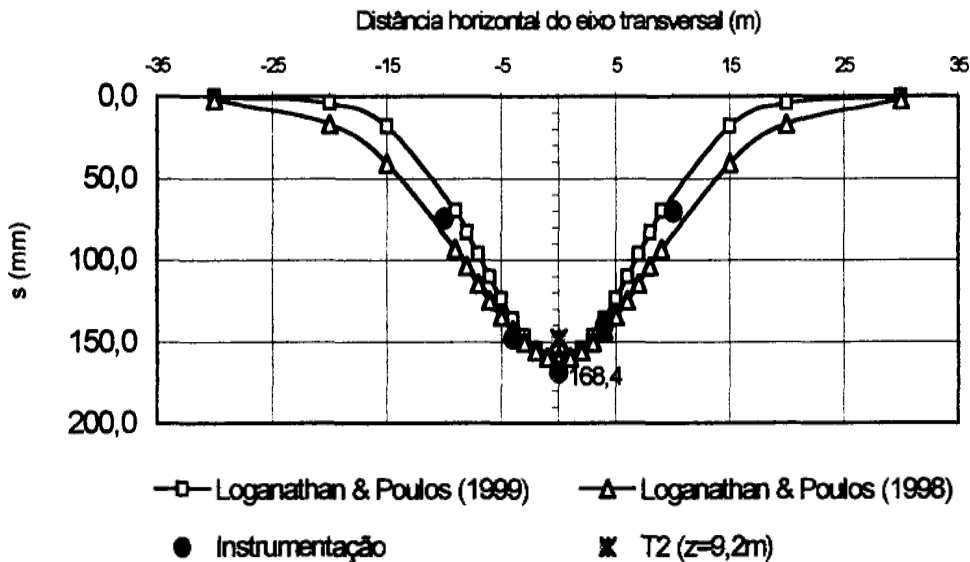


Figura 5.13 - Comparação entre resultados do modelo analítico em estudo e dados de instrumentação para os recalques superficiais para G_p obtido a partir de U_t de Negro (1988) da seção transversal localizada na progressiva 4294 m.

Sobre o valor da coesão obtido (Figura 5.15), é um valor razoável para o extrato de argila porosa colapsível, que foi detalhado por Peixoto (1999). Portanto, o modelo de deslocamentos de Loganathan & Poulos (1999), que contempla uma deformação elasto-plástica, através da Equação A.6 de Lo et al. (1984), obteve, um valor de coesão, para os deslocamentos do maciço, da mesma ordem que o obtido por Peixoto (1999). Este fato merece maiores investigações para uma afirmação mais contundente de validação desta Equação A.6 de Lo et al. (1984).

A seguir são feitas análises sobre a seção transversal da progressiva 2098 m. Um fator importante a observar é a melhoria dos índices de N_{SPT} do maciço de solo nesta região da ordem de 50% para o teto do túnel, no eixo do túnel e no piso. Esse fato se refletiu nas medidas de deslocamentos obtidas que poderá ser vista a seguir. Pode-se observar o fato das diferenças entre a concepção dilatante do modelo analítico e o comportamento contrátil do solo de Brasília, refletido pelas diferenças entre as medidas e a curva obtida com a Eq. 3.46.

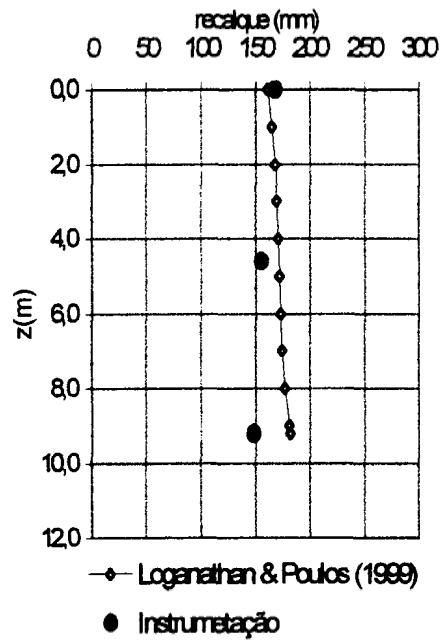


Figura 5.14 - Comparação entre resultados do modelo analítico em estudo e dados de instrumentação para o perfil de recalques para G_p obtido a partir de U_t de Negro (1988) da seção transversal localizada na progressiva 4294 m ($c = 20$ kPa).

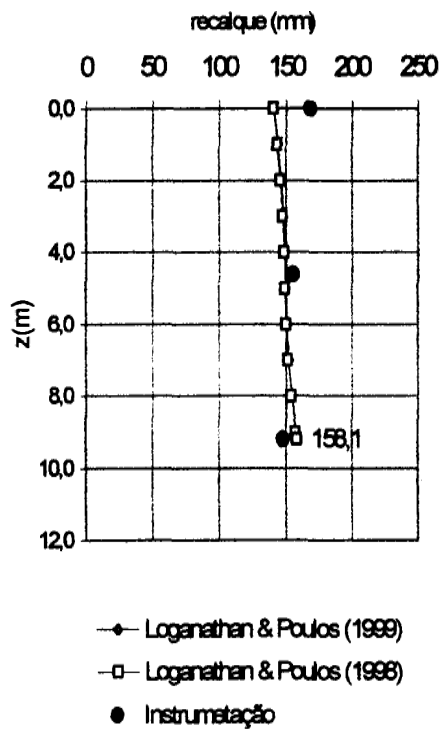


Figura 5.15 - Comparação entre resultados do modelo analítico em estudo e dados de instrumentação para o perfil de recalques para G_p obtido a partir de U_t de Negro (1988) da seção 4092 m para um valor de $c = 210$ kPa.

A medida do tassômetro T2 vem sendo tratada com atenção especial até aqui devido a sua posição de relativa neutralidade entre o comportamento contrátil e o comportamento contínuo do modelo. Para esta seção (Figura 5.17) os resultados obtidos com a comparação do modelo em estudo e as medidas deste tassômetro são muito bons.

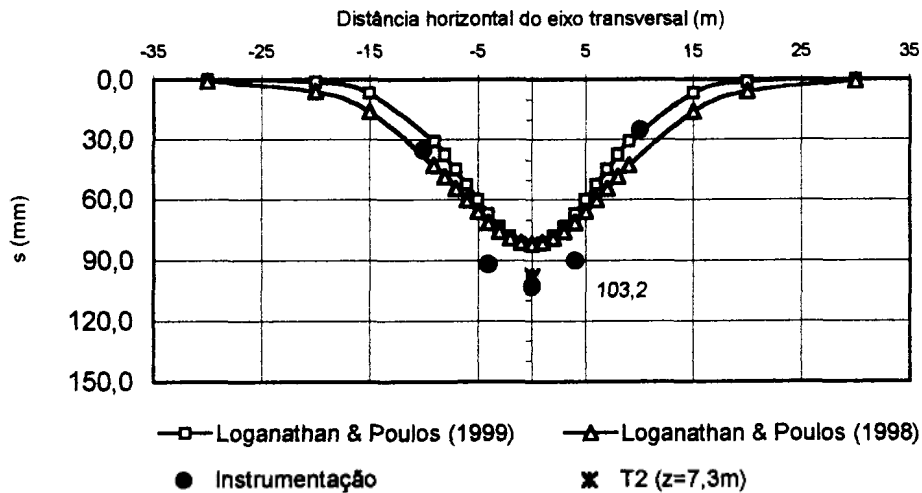


Figura 5.16 - Comparação entre resultados do modelo analítico em estudo e dados de instrumentação para os recalques superficiais da seção transversal 2098 m.

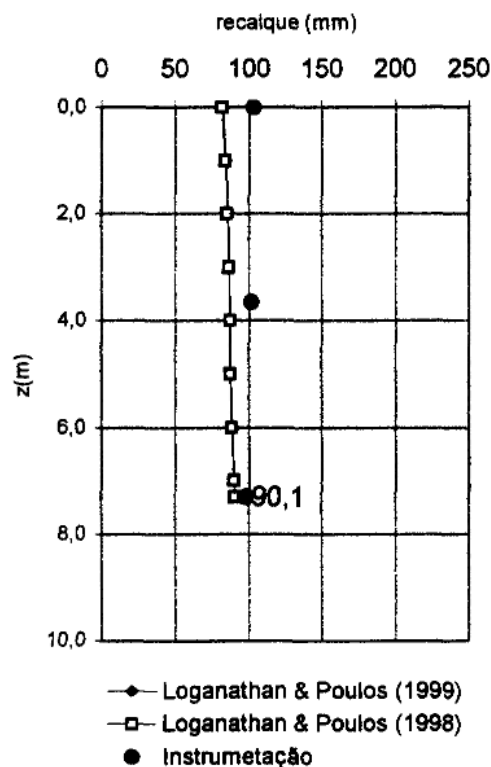


Figura 5.17 - Comparação entre resultados do modelo analítico em estudo e dados de instrumentação para o perfil de recalques para seção transversal da progressiva 2098 m.

A comparação entre valores de deslocamentos horizontais (Figura 5.18) pode ser considerada aceitável, quanto ao resultado conservativo fornecido pelo modelo. Porém há neste caso grande diferença das medidas ao longo da profundidade, havendo apenas no ponto de deslocamento máximo convergência entre o modelo e os dados do inclinômetro. Este fato pode ser justificado primeiramente por ser os parâmetros geotécnicos do solo entorno do túnel que alimentaram o modelo em estudo.

A contração seguida de colapso, pode mudar o comportamento do maciço de solo, principalmente devido a anisotropia e o confinamento, refletido pelo parâmetro k_0 . Pode-se também dizer que por ser baixo o valor de k_0 a perda de solo pode se concentrar no centro da bacia de recalque. Shahrou & Ghorbanbeigi (1996) mostram exatamente este fato, que valores de k_0 baixos fazem a curva da bacia de recalques ser acentuada (Capítulo 3).

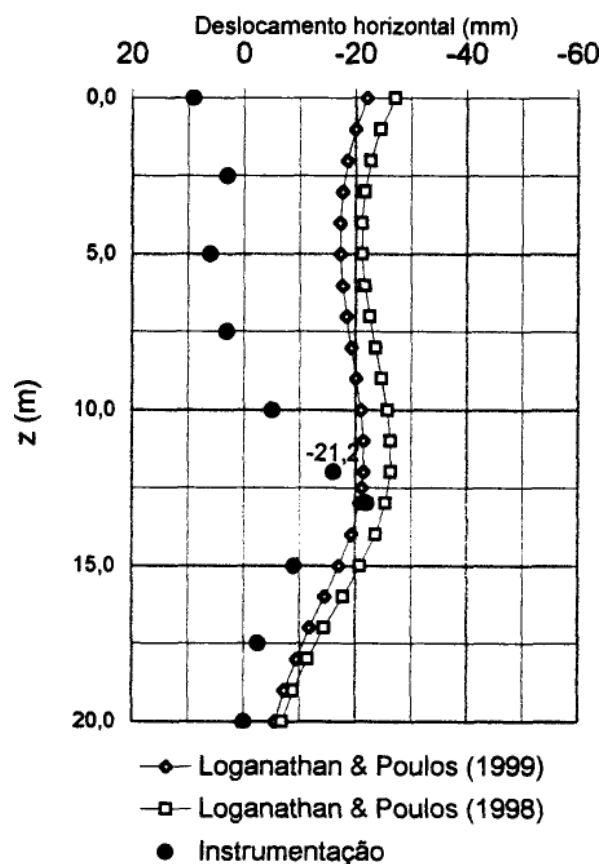


Figura 5.18 - Comparação entre resultados do modelo analítico e dados de instrumentação para os deslocamentos horizontais para seção transversal da progressiva 2098 m.

5.7 SEÇÕES PRÓXIMAS À ESTRUTURAS NO INTERIOR DO MACIÇO

A seguir apresentam-se resultados de duas seções onde ocorrem a presença de estruturas acima do teto do túnel. Esta apresentação tem como objetivo verificar o desempenho do modelo em face da heterogeneidade de condições, principalmente pelo fato dos condicionantes serem não geotécnicos.

A primeira seção a ser apresentada localiza-se na progressiva 4455 m. O parâmetro G_p , que é alimentado com o deslocamento do teto do túnel pela sugestão de Cording & Hanmire (1975), pode possibilitar de maneira indireta a presença das estruturas.

Pode-se observar nesta comparação uma diferença da previsão do modelo em estudo com as medidas de campo (Figura 5.19). Pode-se concluir que a medida do deslocamento do teto do túnel não foi suficiente para avaliar a presença de um fator externo no maciço de solo. Pode-se reportar este caso ao estudo de Potts & Anddenbrooke (1996), já que o modelo de previsão mostra resultados além do valor das medidas de campo. A estrutura da passarela subterrânea portanto influencia os deslocamentos do maciço a favor da segurança da escavação, diminuindo os deslocamentos de campo livre ("greenfield"). Mas esta avaliação fica limitada pela presença de um eventual colapso, que se mostra em sua magnitude total sempre nas medidas de bacia de recalque superficial.

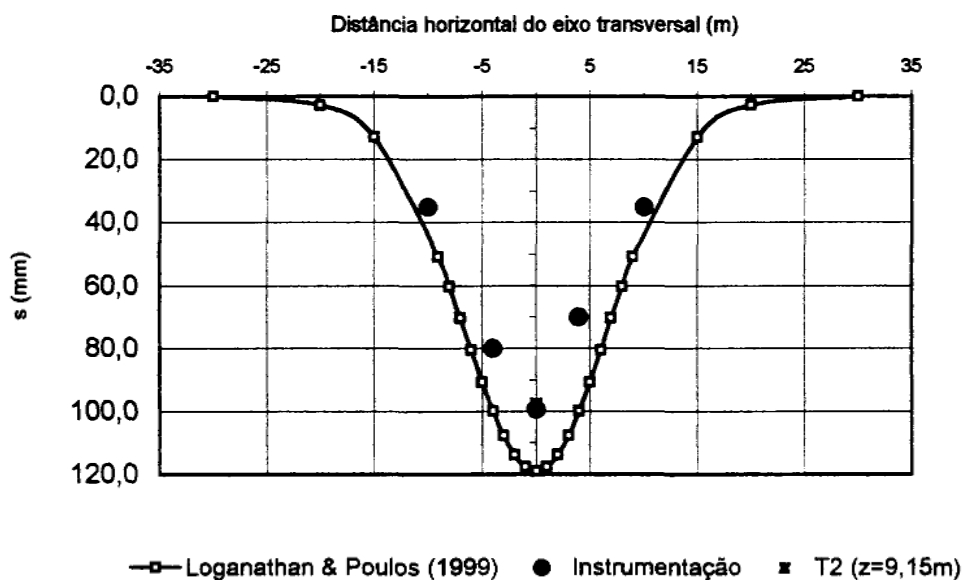


Figura 5.19 - Comparação entre resultados do modelo analítico e dados de instrumentação para os recalques superficiais da seção transversal localizada na progressiva 4445 m.

Na Figura 5.20 pode-se observar que o modelo não foi capaz de prever com boa acurácia o perfil de recalques. Porém pode-se verificar que seções no mesmo subtrecho, com índices parecidos de resistência e deformabilidade e que não sofrem a influência da presença de estruturas rígidas no interior do maciço, tiveram os valores das medidas do tassômetro T2 muito próximas aos valores previstos pelo modelo. Este fato traz uma boa informação sobre o modelo de que, apesar de muito importante, o parâmetro G_p não é plenamente determinante para as previsões, tendo os parâmetros geotécnicos, a geometria do túnel, principalmente a profundidade, influência determinante na avaliação dos deslocamentos. A seguir são apresentados resultados da seção transversal da progressiva 2275 m.

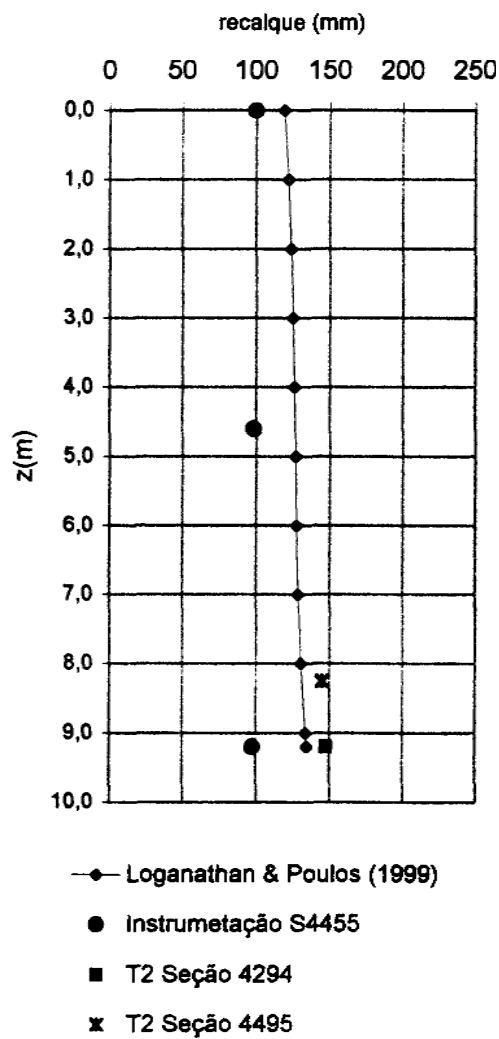


Figura 5.20 - Comparação entre resultados do modelo analítico e dados de instrumentação para o perfil de recalques da seção transversal localizada na progressiva 4445 m.

Na Figura 5.21 pode-se verificar a discrepância existente entre previsão e resultados obtidos para a bacia de recalques superficial. O parâmetro G_p não foi suficiente para prever o valor dos deslocamentos quando há a presença de uma estrutura muito próxima do maciço. Mais uma vez vale as observações de Potts & Anddenbroke (1996), sobre as estruturas enrijecerem o maciço a ponto de diminuir drasticamente os deslocamentos máximos.

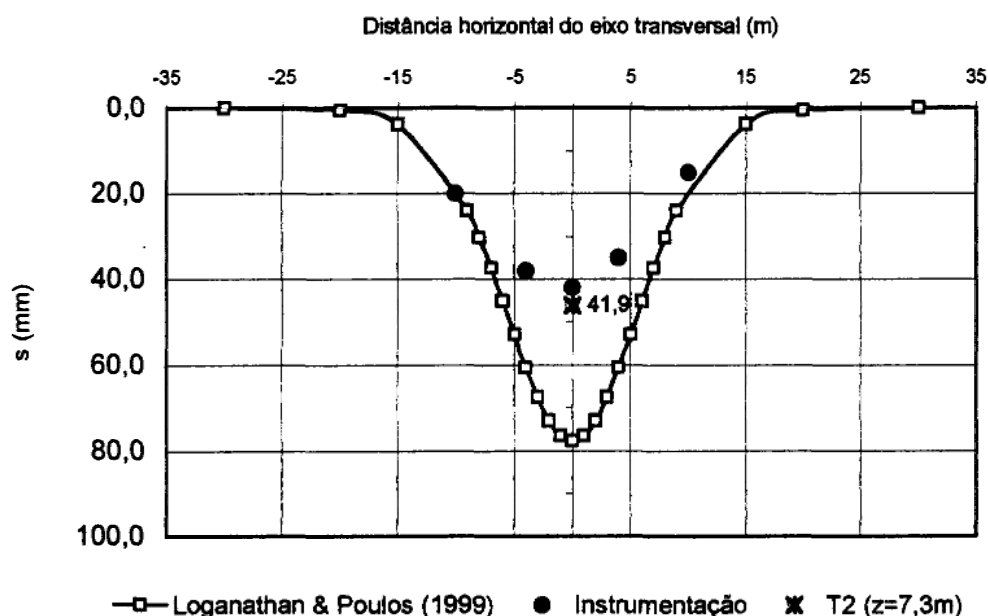


Figura 5.21 - Comparação entre resultados do modelo analítico e dados de instrumentação para os recalques superficiais da seção transversal localizada na progressiva 2275 m.

Para o caso do perfil de recalques (Figura 5.22), onde há a existência da passarela mais próxima da seção transversal, a diminuição do parâmetro G_p não foi suficiente para avaliar os deslocamentos induzidos pelo túnel no maciço com a presença de uma estrutura muito próxima da seção a ser estudada. A passarela localiza-se na progressiva 2250 m e a seção instrumentada é a seção transversal da progressiva 2275 m.

5.8 SEÇÕES PRÓXIMAS AO POSTO DE COMBUSTÍVEIS

A seguir são apresentadas o estudo das seções próximas ao posto de combustíveis localizada em frente a Super Quadra Sul 115, mais precisamente entre as progressivas 1025 e

1040 m. Será então apresentado o estudo da seção 1008 m (campo livre), as seções 1020, 1027 e 1086 m (campo livre). O parâmetros adotados para estas seções estão na Tabela 5.6.

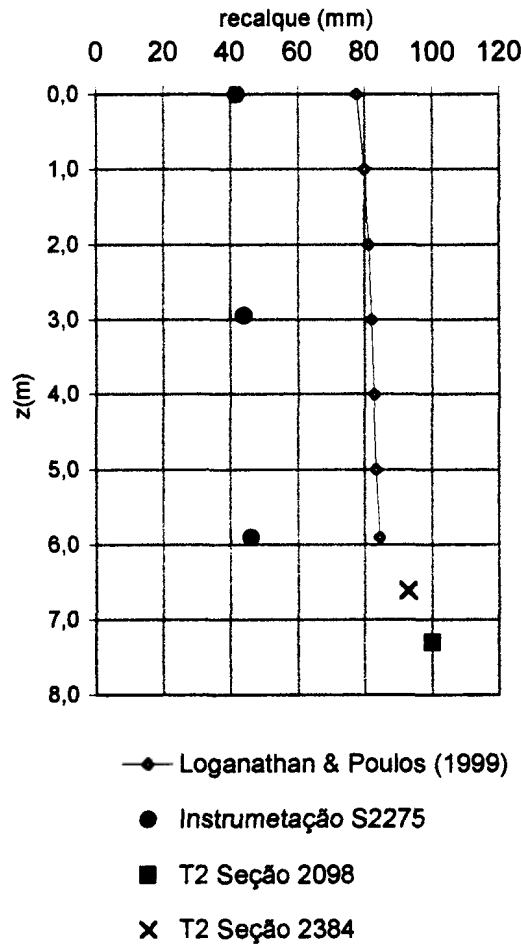


Figura 5.22 - Comparação entre resultados do modelo analítico e dados de instrumentação para o perfil de recalques da seção transversal localizada na progressiva 2275 m.

Tabela 5.6 - Parâmetros adotados na análise de deslocamentos do maciço para as seções

Seção (m)	U_1	G_p (m)	z_0 (m)	D (m)	c (kPa)	E (MPa)
1008	1,08	0,192	12,3	8,04	210	6
1020	1,85	0,242	12,2	8,1	210	8
1027	1,7	0,223	12,2	8,1	210	8
1048	1,08	0,188	12,2	8,1	210	6
1086	0,72	0,151	12,2	8,1	210	5

O gráfico da Figura 5.23, onde foi aplicada a Eq. 4.46 para obtenção da bacia de recalques superficiais, mostra bem a presença do colapso para esta seção. O tassômetro T2 mostra uma medida menor que a medida do recalque superficial. A contração neste caso é grande e é evidência do colapso. O modelo em estudo não foi suficiente para prever o recalque em solos colapsíveis, apesar de em outras seções os resultados terem sido próximos, fato que se deve a uma menor contração do solo. A seguir apresenta-se o gráfico do perfil de recalques da seção 2275 m. A Fig. 5.24 apresenta o perfil de recalques da seção 1008 m.

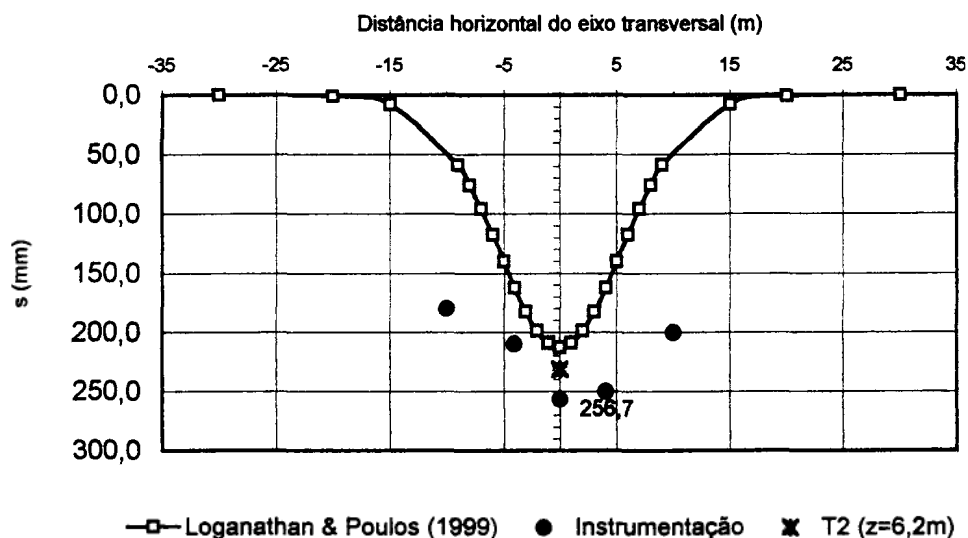


Figura 5.23 - Comparação entre resultados do modelo analítico e dados de instrumentação para os recalques superficiais da seção transversal localizada na progressiva 1008 m.

Na Figura 5.24 pode-se observar que na cota de T2 o valor do recalque do modelo foi bem próximo ao recalque medido. Mais uma vez o modelo funcionou bem para seções transversais sem a interferência de estruturas.

A próxima seção a ser apresentada está localizada na progressiva 1020 m em uma região em que há interferência com as estruturas do posto de combustíveis, com os parâmetros adotados descritos na Tabela 5.7.

Apesar da medida de U_i alimentar o modelo, o recalque previsto no teto do túnel foi maior (Figura 5.25). Se as análises tivessem começado por aqui, poderia se questionar a aplicação deste modelo para execução de túneis em previsões do método NATM.

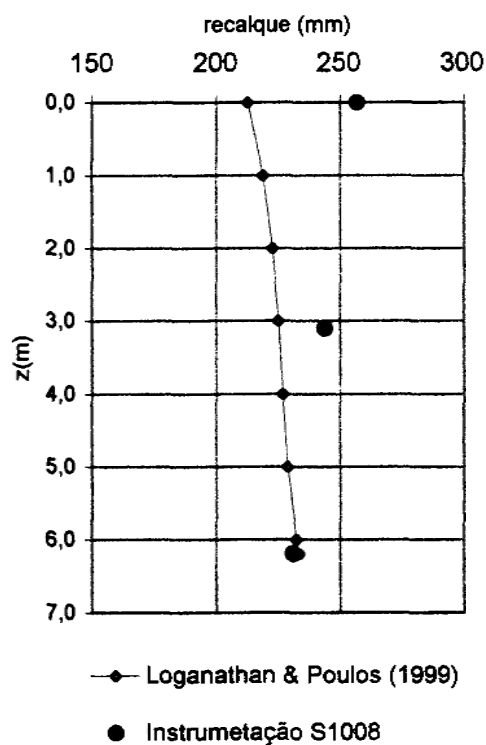


Figura 5.24 - Comparação entre resultados do modelo analítico e dados de instrumentação para o perfil de recalques da seção transversal localizada na progressiva 1008 m.

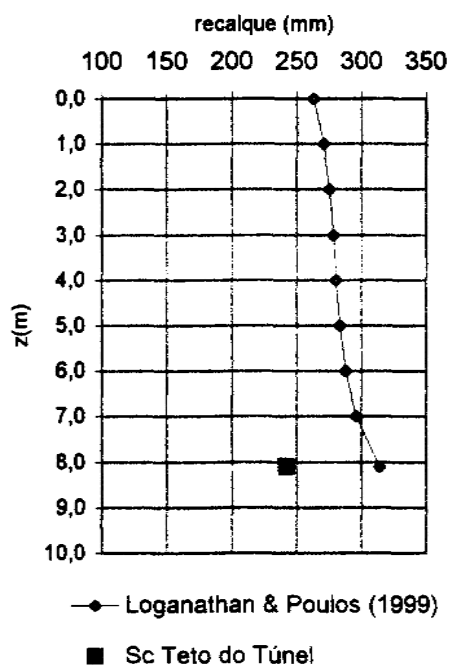


Figura 5.25 - Comparação entre resultados do modelo analítico e o deslocamento do teto do túnel obtido dos gráficos de Ut (Bureau, 1993) para o perfil de recalques da seção transversal localizada na progressiva 1020 m.

Apesar da medida de U_t alimentar o modelo, o recalque previsto no teto do túnel é muito maior (Figura 5.26). A seguir são apresentados os resultados das análises para a seção transversal da progressiva 1048 m. Neste ponto as medidas já estão fora da região onde há interferência das estruturas do posto de combustíveis e o modelo volta a sua acurácia já mostrada até aqui, fato que se repete para a seção 1048 m (Figura 5.27).

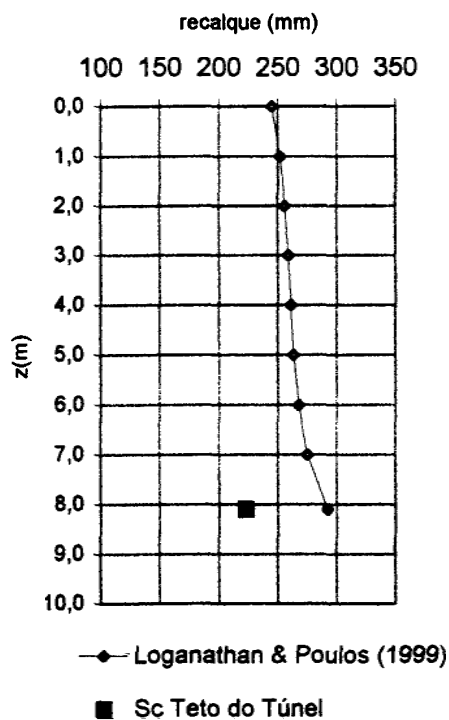


Figura 5.26 - Comparação entre resultados do modelo analítico e o deslocamento do teto do túnel obtido dos gráficos de U_t (Bureau, 1993) para o perfil de recalques da seção transversal localizada na progressiva 1027 m

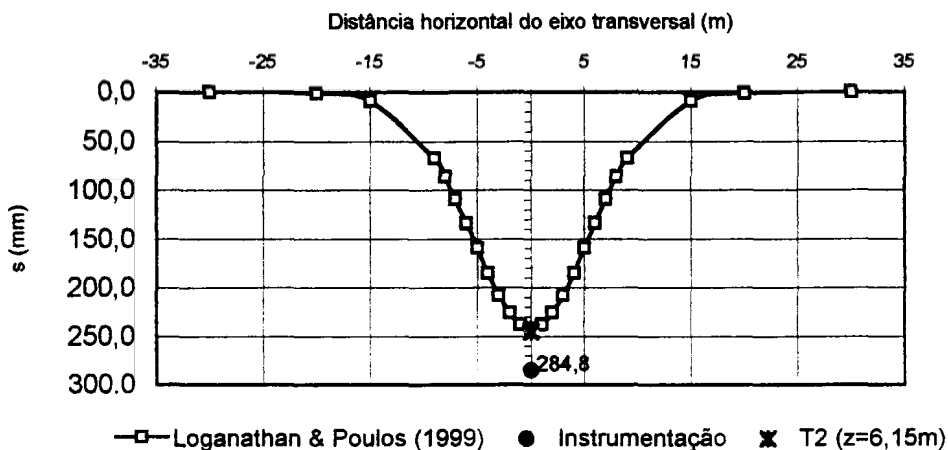


Figura 5.27 - Comparação entre resultados do modelo analítico e dados de instrumentação para os recalques superficiais da seção transversal localizada na progressiva 1048 m.

Na seqüência o perfil de recalques gerado pela Eq. 3.46, alimentado pela Tabela 5.6 mostra mais uma vez a acurácia do método quando não há a interferência de estruturas no maciço de solo (Figura 5.28).

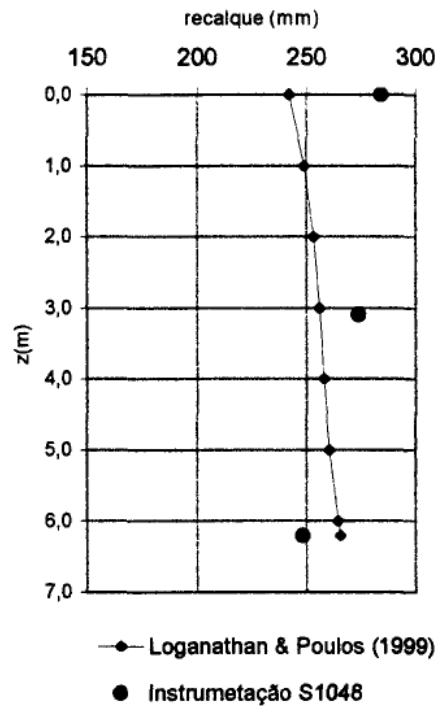


Figura 5.28 - Comparação entre resultados do modelo analítico e dados de instrumentação para o perfil de recalques da seção transversal localizada na progressiva 1048 m .

A seguir são apresentados os resultados de uma seção transversal localizada em uma progressiva mais distante ainda das estruturas do posto de combustíveis.

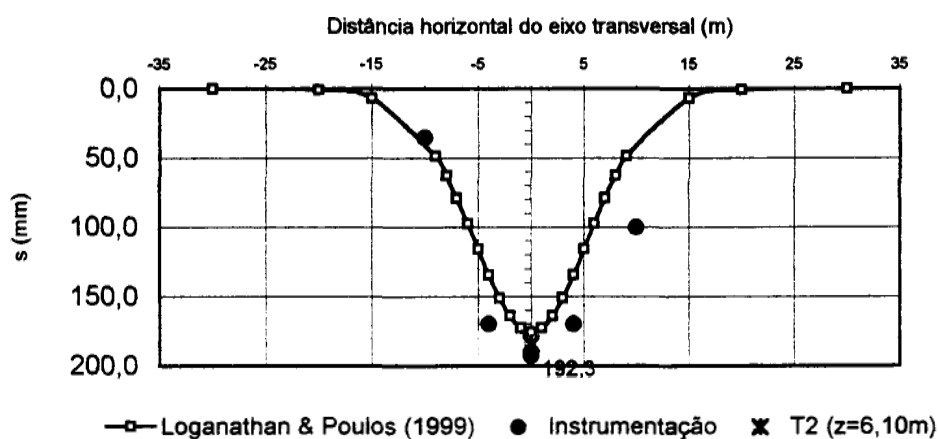


Figura 5.29 - Comparação entre resultados do modelo analítico e dados de instrumentação para os recalques superficiais da seção transversal localizada na progressiva 1048m.

Esta seção finaliza o estudo da previsão de deslocamentos usando o modelo proposto por Loganathan & Poulos (1999) e a Figura 5.29 mostra a sua relativa acurácia em que os resultados de instrumentação ficaram bem próximos do previsto pelo modelo.

O perfil de recalques da Figura 5.30 mostra bem o que foi apresentado até aqui. Resultados de previsão muito próximos na profundidade do tassômetro T2 e inclinações diferentes do modelo e das medidas de campo, que ressaltam a característica contrátil do solo da Asa Sul de Brasília e a concepção do modelo em avaliar as deformações pela consideração da não variação de volume ao longo da região em estudo.

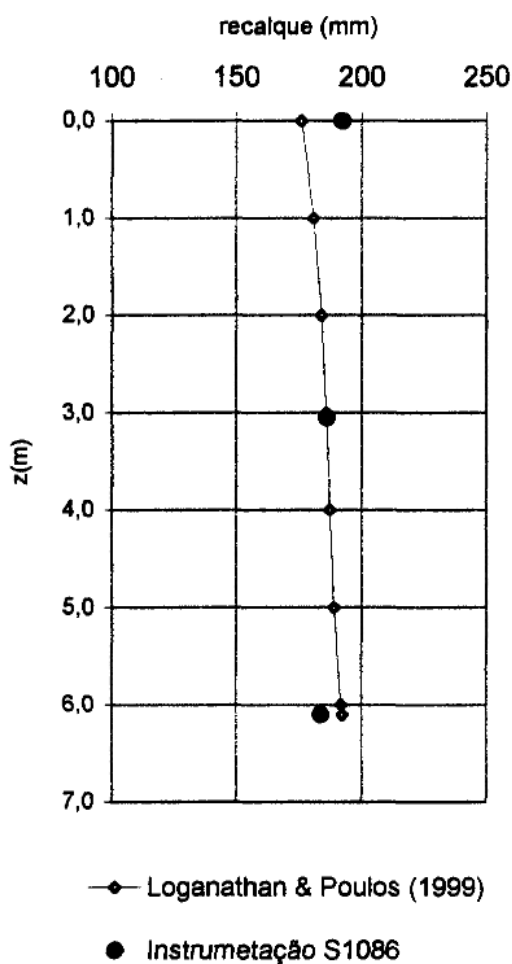


Figura 5.30 - Comparação entre resultados do modelo analítico e dados de instrumentação para o perfil de recalques da seção transversal localizada na progressiva 1086 m.

5.9 ANÁLISE DE DANOS INDUZIDOS PELO TÚNEL DO METRÔ DE BRASÍLIA EM EDIFICAÇÕES

Antes da apresentação das avaliações de danos é necessária descrever sucintamente as estruturas envolvidas.

5.9.1 DADOS DA CONSTRUÇÃO DANIFICADA

Para uma avaliação correta das influências da escavação subterrânea em uma estrutura seria preciso conhecer seu projeto estrutural e "as built", ou os detalhes de execução. Como a na análise de Boscardin & Cording (1989) e Mair et al. (1996) o modelo considerado é o de viga parede, então para este estudo são apenas necessários o conhecimento da geometria da edificação em estudo. A seguir estes são detalhados:

- A locação geométrica da obra é apresentada na Fig. 6.1.

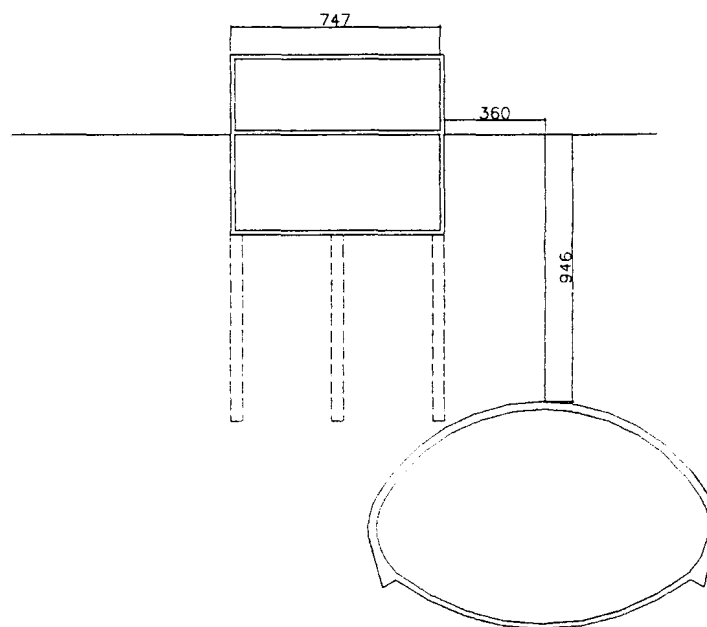


Figura 5.31 - Localização geométrica da edificação danificada pela escavação (modificado - Bureau, 1993)

- Projeto estrutural e "as built" - A geometria da estrutura da edificação é apresentada na Fig. 5.32, conforme projeto estrutural.

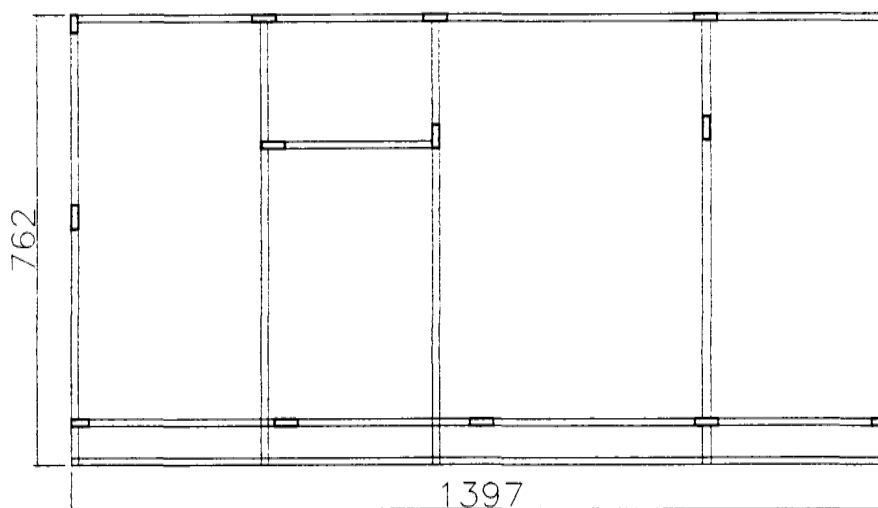


Figura 5.32 - Detalhamento da rede de vigas de travamento da edificação do posto

Pode-se dizer que esta edificação, apesar de pequenas das pequenas dimensões, pode ser considerada como uma edificação urbana típica. Durante a escavação não foram verificadas as fundações executadas como previsto no projeto estrutural, estando a cota de assentamento destas em uma posição mais rasa que a de projeto. Este fato ocorreu devido a decisão do construtor e do proprietário.

- Formas e localização das trincas em alvenarias - Não são disponíveis as formas e as trincas das alvenarias da edificação em estudo. Porém sabe-se que os danos a esta se classificam como severos a muito severos pois houve necessidade da reconstrução total da edificação do posto e das demais estruturas como tanques de combustíveis que se romperam (Masa, 1999), cobertura metálica e piso de concreto.

5.9.2 ANÁLISE DE DANOS DO POSTO DE COMBUSTÍVEIS

Na análise dos danos induzidos foi usado o modelo de Mair et al. (1996) e as bacias de recalque adotadas para a avaliação dos danos foram as bacias obtidas para uma profundidade de 3 m, que é a profundidade onde se encontra a primeira estrutura de concreto armado do posto, descrita anteriormente. A seguir apresenta-se a Fig.5.32 que mostra os resultados obtidos da aplicação do modelo de avaliação de Mair et al. (1996).

O solução analítica de Loganathan & Poulos (1998) levou a resultados de danos pelos critérios de Boscardin & Cording (1989) e Mair et al (1996) fora da realidade para uma

edificação nas dimensões analisadas, mostrando para a edificação de 5,75 m de largura que os danos foram moderados.

O solução analítica de Loganathan & Poulos (1999) levou a resultados de danos que indicam a realidade ocorrida para a edificação danificada do posto de combustíveis. A inclusão do ângulo de atrito na formulação analítica trouxe mais acurácia ao modelo.

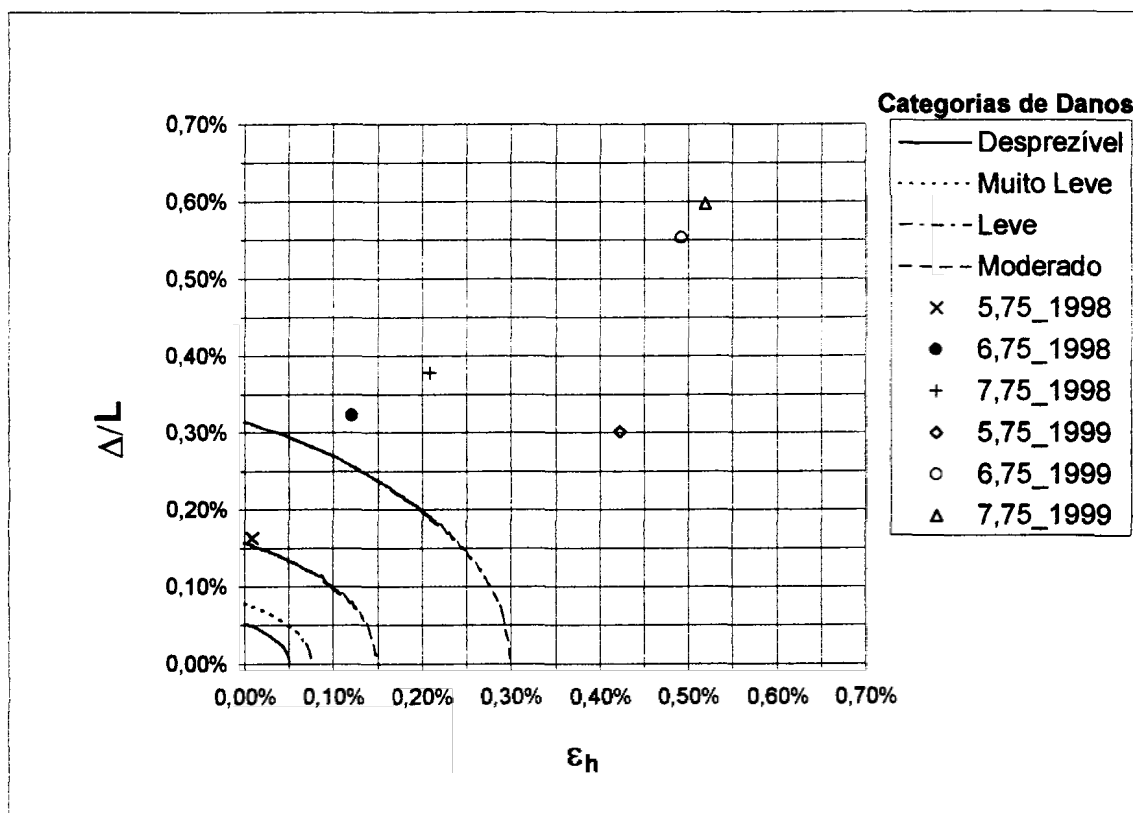


Figura 5.33 - Análise dos danos induzidos à edificação do posto de combustíveis pela seção da progressiva 1027m.

Um fato interessante é que apesar dos recalques de grandes dimensões, o fator preponderante nos danos induzidos à edificação foi a deformação horizontal que atingiu valores maiores que 0,4%. A bacia de recalques muito acentuada, devido basicamente ao túnel ser escavado em uma profundidade pequena não permitindo o desenvolvimento do efeito de arqueamento não produz deflexão e conseqüente distorção angular considerável, pois a troca da concavidade se torna muito suave. As considerações anteriores são análogas para os resultados obtidos no ábaco de Boscardin & Cording (1989) apresentado na Fig. 5.33.

Se considerarmos o critério de Bjerrum (1967), a distorção angular para os pilares P1 e P3 foi de 1/40 (Bureau-Metrô-DF-CNO, 1993), que sugere danos a estrutura. Porém pelo índice de deflexão somente os danos causados a edificação não seriam severos. Para o método original de Boscardin & Cording (1989) e o seqüente trabalho de Mair et al. (1996) a deformação horizontal é muito importante.

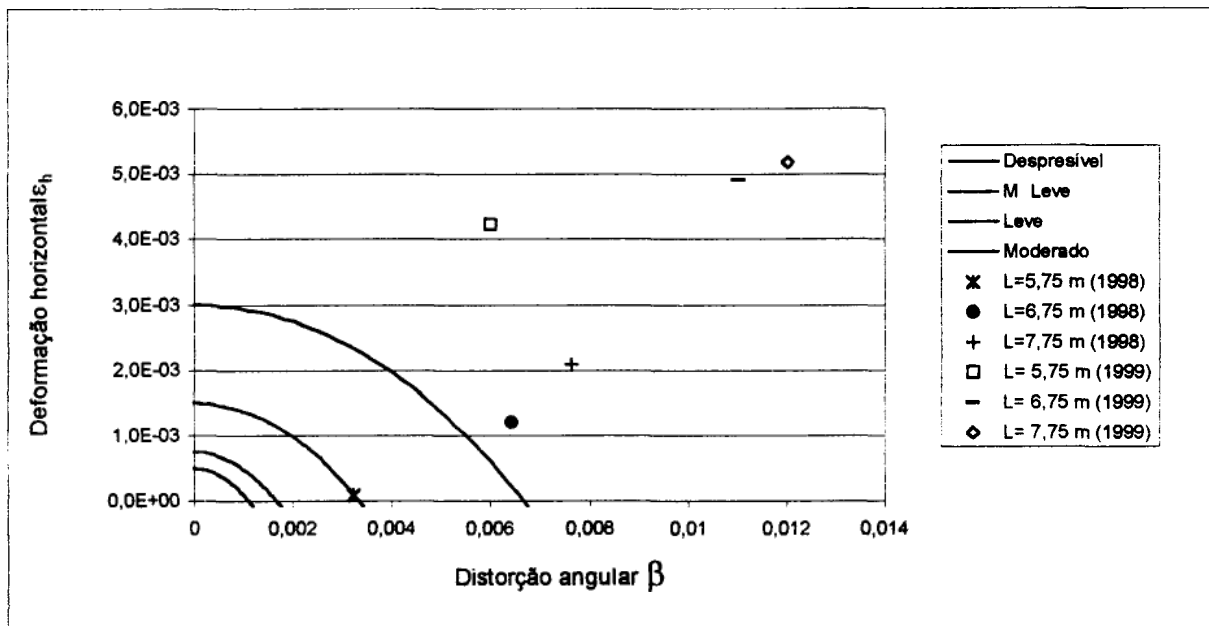


Figura 5.34 - Avaliações da edificação do posto de combustíveis segundo modelo de Boscardin & Cording (1989)

Outra oportunidade surgida com o estudo deste modelo foi verificar a magnitude dos danos induzidos por uma mesma bacia de recalques em edificações com diferentes dimensões. Edificações menores sofrem danos menores, e é interessante notar sendo a edificação apenas 1 m maior em sua dimensão característica faz com que seja trocada a sua posição no gráfico de categorias de danos de moderado para severos a muito severos (mesmo caso em anexo já analisado).

5.9.3 PASSARELAS SUBTERRÂNEAS

As passarelas subterrânea sob o Eixo Rodoviário W também foram analisadas e os resultados são apresentados na Fig. 5.34. Estas passarelas subterrâneas se tratam de estruturas

de concreto armado, com seção transversal e longitudinal retangulares, que tem a função de possibilitar o trânsito de pedestres.

Não são portanto estruturas convencionais, já que não tem painéis de alvenaria. Porém as análises foram aplicadas como se esta fosse uma estrutura convencional. Diante deste fato, qualquer classificação obtida de danos terá como fato real menores danos. Outra solução seria alterar os valores de deformações críticas (ϵ_{crit}) para valores equivalentes ao do concreto armado.

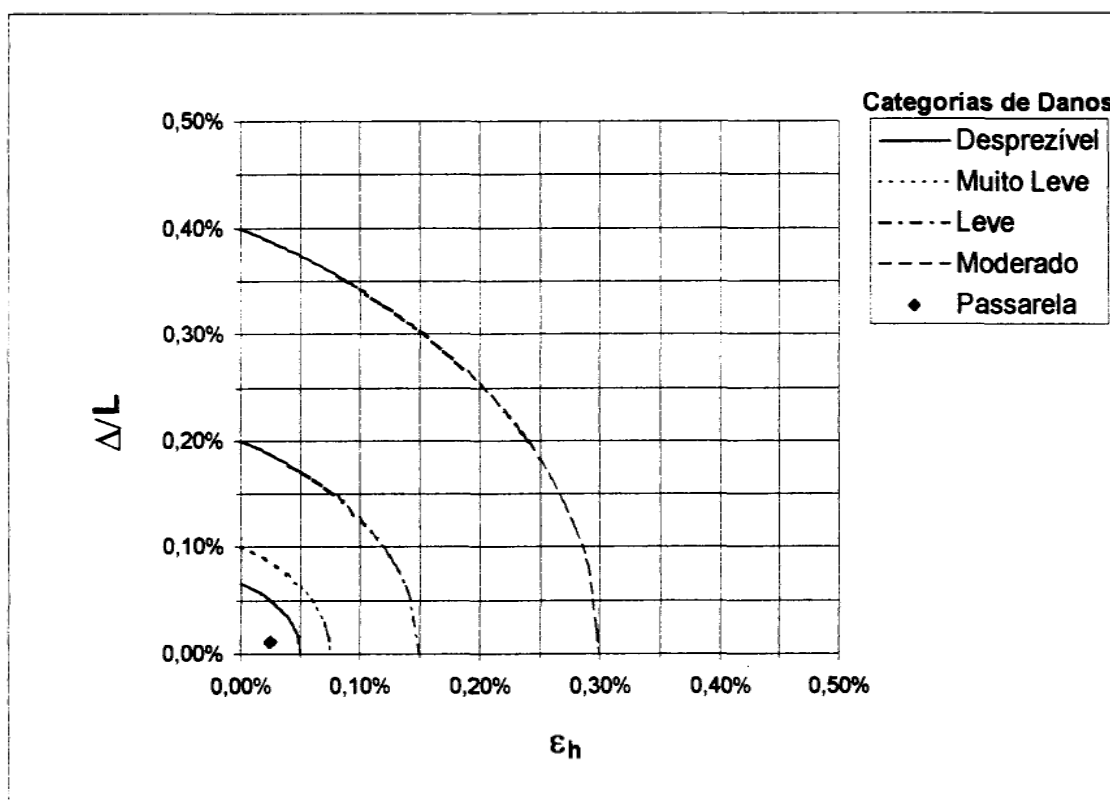


Figura 5.35 - Análise dos danos induzidos aplicada a passarela subterrânea próxima à seção da progressiva 2275 m.

Pode-se observar que a classificação obtida é a de danos desprezíveis. Este fato se deve principalmente à posição da estrutura em relação ao eixo do túnel. De fato, foi observado "in situ" que nenhum dano ocorreu a esta estrutura.

Há uma importante inter-relação entre o método de previsão de deslocamentos e os critérios de danos aqui apresentados. Pode-se verificar que o estudo dos danos necessita de um método de previsão de deslocamentos que possibilite as análises nos diversos pontos de um campo de deslocamentos. Loganathan & Poulos (1999) apresentam um modelo que

oferece alguns bons resultados, principalmente para solos dilatantes. Nos solos contráteis tem algumas limitações existem, mas que podem ser vencidas com a sofisticação do modelo para considerar parâmetros importantes como k_0 , anisotropia, índice de vazios e sucção.

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho teve como objetivo principal a avaliação dos danos induzidos em edificações por escavações subterrâneas utilizando os dados de instrumentação do túnel do Metrô de Brasília. Durante a revisão bibliográfica foi estudado o trabalho de Loganathan & Poulos (1998 e 1999) que propunham um método analítico para previsão de recalques em túneis escavados por métodos mecanizados. Diante deste estudo e da disponibilidade da instrumentação viu-se a oportunidade do estudo deste método e da sua utilização na previsão e controle de deslocamentos no maciço de solo escavado pelo método NATM.

A conclusão deste trabalho divide-se então em duas partes, que são as conclusões relativas ao método analítico proposto por Loganathan & Poulos (1998 e 1999) e a avaliação dos danos induzidos em edificações usando os critérios disponíveis na literatura, de Boscardin & Cording (1989) e Mair et al (1996).

Após uma revisão bibliográfica abordando os conceitos mais importantes e as formas de abordagem mais tradicionalmente aplicadas nas obras de escavações subterrâneas em solos, o modelo analítico de previsão de deslocamentos foi aplicado para diversas seções do túnel do Metrô de Brasília, que apresentaram resultados peculiares, mediante a cada condição.

A avaliação dos danos em edificações, segundo os métodos disponíveis, depende basicamente das deformações horizontais e das distorções angulares, ou com pequena modificação conceitual, o índice de deflexão. Esta abordagem, apesar de presente na literatura já há dez anos, obviamente não tem o mesmo tempo em aplicações em avaliações em obras executadas, até pelo fato da pouca experiência com os métodos da literatura. Este fato se reflete nos relatórios consultados e nos parâmetros de controle fornecidos por planilhas das próprias construtoras, que apresentam até as distorções angulares para avaliação de eventuais danos às estruturas, mas as deformações horizontais não são mencionadas. Como será ainda detalhado, as deformações horizontais são muito relevantes na avaliação dos danos em edificações.

6.1 CONSIDERAÇÕES RELATIVAS AO MODELO DE PREVISÃO DE DESLOCAMENTOS LOGANATHAN & POULOS (1999)

No projeto e construção de túneis em meios urbanos há um consenso entre diversos pesquisadores sobre a previsão e o controle dos deslocamentos induzidos por escavações subterrâneas em maciços de solo como sendo o aspecto principal (Peck, 1969; Shirlaw, 1994; Mair et al., 1996; Mair, 1998; Assis, 1999).

O modelo de previsão de deslocamentos de Loganathan & Poulos (1998) permite a previsão de recalques em qualquer profundidade e deslocamentos horizontais usando em suas equações parâmetros elásticos e o parâmetro gap, que tem em sua formulação a utilização de parâmetros geotécnicos. Diante das adaptações de parâmetros, principalmente do parâmetro G_p como deslocamento do teto do túnel, para aplicação do método em túneis escavados pelo método NATM e da simplicidade do método, que considera a camada de solo sobre o túnel como homogênea, os resultados obtidos na avaliação de recalques superficiais foram razoavelmente satisfatórios.

Na obtenção do parâmetro ω que compõe o parâmetro gap (g) está incluída por condicionamentos uma equação elasto-plástica proposta por Lo et al. (1984) que considera propriedades geotécnicas importantes. Duas simplificações importantes foram feitas para aplicação da proposta de Loganathan & Poulos (1999) para previsão e controle dos deslocamentos no método NATM. A primeira já foi citada no parágrafo anterior, da adoção do parâmetro G_p . A segunda foi a desconsideração dos parâmetros relativos a sobrecorte, que pertinentes apenas nas escavações mecanizadas. Estas adaptações podem ser consideradas adequadas diante do número de seções analisadas e do sucesso das análises.

Um fator determinante do modelo proposto é a consideração do solo como elemento contínuo, já que este estudo deriva do trabalho de Verruijt & Booker (1996) que é uma simplificação do trabalho de Sagaseta (1987). O solo de Brasília, com comportamento sempre contrátil, às vezes com grandes contrações que são a evidência do colapso da sua estrutura meta-estável, apresenta notadamente um perfil de recalques decrescente com a profundidade. O modelo de Loganathan & Poulos (1999) apresenta estes resultados sempre crescentes com a profundidade. Portanto, as considerações a seguir, que avaliam como satisfatória a previsão do modelo, o são na verdade, para a profundidade onde se encontra a medida do tassômetro T2, sempre 2 m acima do teto do túnel.

A primeira seção transversal analisada, localizada na progressiva 4294 m, já foi estudada nos trabalhos de Teixeira (1994) e Luna (1997), e neste trabalho foi analisada primeiramente devido aos parâmetros disponíveis obtidos destes estudos anteriores, como por exemplo o alívio de tensões no maciço e módulo de Young de camadas do solo. O uso da correção de Cording & Hansmire (1975), para transferir a medida do tassômetro T2 para o teto do túnel não se mostrou satisfatória, onde os recalques superficiais e o perfil de recalques ficou muito diferentes das medidas reais. O uso da medida de deslocamento do teto do túnel, obtida por extrapolação gráfica do perfil de recalques e usado no parâmetro adimensional U_t de Negro (1988) apresentou resultados muito bons para esta seção.

Nas demais seções transversais, localizadas nas progressivas 1008, 1048, 1086 e 2098 m, onde não haviam interferências com estruturas, ou seja, apenas a energia do maciço de solo contribuía para os deslocamentos, os resultados obtidos com bacias de recalques superficiais e perfil de recalques foram razoáveis, mediante a disponibilidade e a pouca acurácia dos parâmetros envolvidos nas análises.

Toda escavação foi feita em condições não saturadas, com exceção de um pequeno trecho no início da Asa Sul, o que fez com que o uso da resistência não drenada fosse não condizente com a realidade da obra. Portanto a partir da seção 4294 m foi feita a calibração do valor da sucção mátrica, através de uma retroanálise, para ser adotada no lugar da resistência não drenada. O resultado obtido foi de 210 kPa, semelhante ao obtido por Peixoto (1999), durante o colapso do solo. Esta semelhança entre a sucção obtida neste trabalho através da equação elasto-plástica de Lo et al. (1984) é um bom sinal, indicando que o método de Loganathan & Poulos (1999) tem potencial para ser usado em diversos tipos de solo. Há a necessidade ainda de maiores análises para uma confirmação mais contundente sobre comportamentos elasto-plásticos serem tão semelhantes dos solos de Brasília com o modelo de Lo et al. (1984).

Nas seções próximas às passarelas subterrâneas 2275 e 4455 m, estruturas que aumentaram a rigidez do maciço, diminuindo deslocamentos internos, o método não apresentou bons resultados, sendo a previsão sempre maior que as medidas equivalentes de campo, o que era de se esperar. Isto mostrou que no método proposto o parâmetro G_p , que parecia ser de grande importância, tem a contribuição significativa das condições geométricas (profundidade do eixo e raio) e dos outros parâmetros geotécnicos. O fato do enrijecimento do

solo pelas estruturas pode ter contribuído para a diferença entre os valores reais e obtidos no modelo.

Nas seções próximas ao posto de combustíveis, que por sua posição, acrescenta uma energia localizada no maciço, e que portanto, aumenta os deslocamentos induzidos, o método apresentou resultados sempre menores que as medidas equivalentes. O fato não era de se esperar para este método, já que esperava-se que o parâmetro G_p fosse suficiente para tal previsão.

6.2 CONSIDERAÇÕES RELATIVAS À ANÁLISE DE DANOS INDUZIDOS

Na análise de danos induzidos foi aplicado a metodologia de Mair et al. (1996), que assume as mesmas considerações de Boscardin & Cording (1989), tais como o modelo de viga-parede de Burland & Wroth (1974) e a consideração das deformações horizontais e índice de deflexão para caracterização dos danos.

Esta análise, devido às limitações de registros, foi fatorial, isto é, baseada no fato de que o posto de combustíveis analisado teve danos muito severos, vindo a edificação a ser considerada inutilizável, necessitando ser inteiramente reconstruída, inclusive o sistema de tanque de combustíveis, que são estruturas delgadas de aço, instaladas no subsolo.

A análise procedida com o metodologia proposta por Mair et al (1996) apresentou bons resultados para a bacia de recalques prevista por Loganathan & Poulos (1999). O índice de deflexão para cada caso foi obtido desta bacia e as deformações horizontais foram obtidas, também na profundidade 3 m, pelas curvas de deslocamentos horizontais de Loganathan & Poulos (1999).

A edificação com 7,75 m de dimensão característica, que é a edificação da administração do posto de combustíveis que foi considerada inutilizável, teve sua classificação de danos de severa a muito severa para os parâmetros obtidos da proposta de Loganathan & Poulos (1999), o que é satisfatório, já que representa o que realmente aconteceu com a edificação. Foi então analisada uma edificação com 1 m a menos na dimensão característica, isto é, com 6,75 m de largura. Foi observado que somente este metro a menos fez o ponto que caracteriza os danos se distanciar muito do ponto que caracteriza o dano da edificação de 7,75 m. Este fato mostra que em bacias de recalques acentuadas, a

existência de uma edificação necessitará de trabalhos de proteção, pois haverá possibilidade de danos.

Para o caso da análise de danos do posto de combustíveis seria inviável a aplicação das correções sugeridas pelo estudo de Potts & Anddenbrooke (1996), já que seus coeficientes de correção sempre são de minoração das deformações induzidas por um campo de deslocamentos em um maciço sem estruturas rígidas. Como as estruturas do posto de combustíveis contribui para o aumento do campo de deslocamentos induzidos pela escavação do túnel, então não haveria razão para tal aplicação.

A análise de danos induzidos à passarela subterrânea próxima à seção 2275m mostrou que nenhum dano ocorreria à esta estrutura. De fato foi o que realmente foi observado "in situ" e esta análise vem corroborar a aplicabilidade do método de categorias de danos.

Por fim, a vale ressaltar a importância da situação da edificação, pois mesmo que a classificação de danos induzidos por um túnel mostre que estes serão moderados, se a edificação já estiver com patologias, o que caracterizará algum tipo de dano, como leve, por exemplo, haverá um incremento de danos e a edificação poderá ter uma classificação de danos final como severos a muito severos.

6.3 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Para dar continuidade a esta pesquisa na produção de trabalhos científicos e temas de teses de mestrado e doutorado que melhorem o Estado da Arte da Engenharia Geotécnica aplicada à construção de túneis sugere-se os seguintes tópicos:

- Aprimorar a consideração da presença de estruturas na avaliação dos danos induzidos a edificações presentes em maciços de solos influenciados por escavação subterrânea.
- Aplicar os estudos do modelo de deslocamento de Loganathan & Poulos (1999) utilizando parâmetros geotécnicos obtidos de ensaios de laboratórios apropriados para cada situação.
- Inserir no modelo de Loganathan & Poulos (1999) parâmetros geotécnicos que caracterizem a contração do solo, principalmente dos solos colapsíveis.
- Produzir um modelo físico e de laboratório para simular a presença de estruturas individuais e grupo de estruturas no solo colapsível de Brasília, de fundação superficial e profunda.

- Produzir um modelo real de campo para simular a presença de estruturas individuais e grupo de estruturas no solo colapsível de Brasília, de fundação superficial e profunda, o que seria extremamente fecundo para o conhecimento do túneis em solos.
- Estudar a equação elasto-plástica de Lo et al. (1984) para verificar sua aplicabilidade aos solos tropicais brasileiros.
- Comparar as soluções analíticas com soluções numéricas.
- Aferir um método de classificação de danos como sugerido no Item 4.8.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (1996). Projeto e execução de fundações - NBR 6122. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP, 53 p.
- ASSIS, A.P. (1999a). Panorama internacional de túneis urbanos. 3º Simpósio Sobre Túneis Urbanos, TURB'99, ABGE/CBT, São Paulo, SP, pp. 163-172.
- ASSIS, A.P. (1999b). Geotechnical challenges and requirements for the subsurface development: The case history of the Brasilia Metro. 10th Australian Tunneling Conference, AUCTA / AusIMM / ITA, Keynote Addresses Volume, pp.12-20.
- ASSIS, A.P., TEIXEIRA, A.S.N. & BLANCO, S.B. (1997). Tunnelling-Induced Settlements Due to Soil Structural Collapse During the Brasilia Subway Construction. Segundo Congreso Mexicano de Ingeniería de Tuneles y Obras Subterráneas, AMITOS, México City, México, p. 321-328.
- ATKINSON, J.H & POTTS, D.M. (1977). Stability of a shallow tunnel in cohesionless soil. *Geotechnique*, 27(2): 203-215.
- ATTEWELL, P.B & WOODMAM, J.P. (1982). Predicting the dynamics of ground settlement and its derivatives caused by tunnelling in soil. *Ground Engineering*, 15(8):13-22, 36.
- BARRA, F.D. (1995). Túneis em solos escavados por shield de grande diâmetro. Simpósio Sobre Túneis Urbanos, TURB'95, ABGE/ CBT, São Paulo, SP, pp. 247-258.
- BLANCO, S.B. (1995). Aspectos de Geologia de Engenharia da Escavação do Metrô de Brasília - Trecho Asa Sul. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 95 p.
- BRANCO Jr., P., NEGRO Jr., A. & COUTINHO, P.T. (1990). Recalques de superfície, qualidade construtiva de túneis, e danos em edificações. Simpósio Sobre Instrumentação Geotécnica de Campo, SINGEO'90, Rio de Janeiro, RJ, pp. 239-247.
- BOSCARDIN, M.D. & CORDING, E.J. (1989). Building response to excavation-induced settlement. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 115(1): 1-21.
- BURLAND, J.B., BROMS, B.B. & DE MELLO, V.F.B. (1977). Behavior of foundations and structures. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng., SOA Report, Session 2, Tokio, Japan, 2: 495-546.
- CARVALHO, L.C. (1995). Análise de Estabilidade da Frente de Escavação e de Deslocamentos do Túnel do Metrô/DF. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 78 p.
- CELESTINO, T.B. & RUIZ, A.P.T. (1998). Shape of settlement troughs due to tunnelling through different types of soft ground. *Felsbau*, 16(2): 118-121.

- CORDING, E.J. & HANSMIRE, W.H. (1975). Displacements around soft ground tunnels, V Pan American Soil Mech. Found. Engng., Buenos Aires, Argentina, IV: 571-633.
- CORDING, E.J. (1991). Control of ground movements around tunnels in soil. IX Panamerican Conference on Soil Mech. and Found. Engng., ISSMFE / SOCHIGE Viña del Mar, Chile, 1: 2195-2275.
- EINSESTEIN, Z. (1999). Urban tunnelling challenges & progress. ITA-AITES 25 Years, ITA, BRON, França.
- FARIAS, M.M. & ASSIS, A.P. (1996). Numerical simulation of a tunnel excavated in a porous collapsible soil. Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Mair & Taylor (eds), London, UK, pp. 501-507
- FOUNTOURA, S.A.B. (1995). Tendências internacionais no projeto de escavações subterrâneas em zonas urbanas. Simpósio Sobre Túneis Urbanos, ABGE/CBT, São Paulo, SP, pp. 81-92.
- HARAZAKI, I., AONO, H., MATSUDA, A., AOKI, T. & HAKOISHI, Y. (1998). Field observations of a large tunnel supported by umbrella method: case of Maiko tunnel in Kobe, Japan. Tunnel and Metropolises, Negro Jr. & Ferreira (eds), São Paulo, Brazil, pp. 1009-1014.
- HARRIS, D.I., MAIR, R.J., Love, J.P., TAYLOR, R.N. & HENDERSON T.O. (1994). Observations of ground structure movements for compensation grouting during tunnel construction at Waterloo station. Geotechnique, 44(4): 691-713.
- IBGE (1999). Contagem da População - 1996. População residente, por sexo e população cedida, segundo código e nomes dos municípios. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística, web site, <http://www.ibge.gov.br/estatistica/populacao/contagem/bacont96.shtm>.
- JARDIM, N.A (1998). Metodologia de Previsão da Capacidade de Carga Vertical e Horizontal com o Dilatômetro de Marchetti. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 141 p.
- KAALBERG, F.J. & HENTSCHEL, V.H.(1999). Tunnelling in soft soil with a high water level and pile foundation: towards the development of settlement-orientated and settlement-minimizing TBM control. World Tunnel Congress'99: Challenges for 21th Century, Alten et al. (eds), Oslo, Norway, 2: 877-884.
- KRAMER, G.J.E., TAVARES, P.D. & DROFF, E.R. (1994). Settlement protection works for the new St. river rail tunnel. Canadian Tunnelling Canadian, Tunnelling Association of Canada, Canada, pp. 291-302.
- KOCHEN, R., MARTINS, R.M. & PINTO, G.M.P. (1998). Interferences affecting the excavation of Brasília South Wing Tunnels. Tunnel and Metropolises, Negro Jr. & Ferreira (eds), São Paulo, Brazil, pp.987-991.

- LEE, K.M., ROWE, R.K. & LO, K.Y. (1992). Subsidence owing to tunnelling I. Estimating the gap parameter. *Canadian Geotechnical Journal*, 26: 279-291.
- LEE, K.M., ROWE, R.K. (1991a). On the prediction of subsidence due to tunnelling in soft clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 29: 929-940.
- LEE, K.M. & ROWE, R.K. (1991b). On The Prediction of Subsidence Due to Tunnelling in Soft Clays. IX Panamerican Conference on Soil Mech. and Found. Engng. ISSMFE / SOCHIGE, Chile, 1: 1399-1412.
- LEE, K.M. & ROWE, R.K. (1989). Effects of undrained strength anisotropy on surface subsidences induced by the construction of shallow tunnels. *Canadian Geotechnical Journal*, 26: 279-291.
- LO, K.Y. & ROWE, R.K. (1982). Tunnelling displacements prediction: the gap parameter. *Canadian Geotechnical Journal*, 18: 630-645.
- LOGANATHAN, N. & POULOS, H.G. (1998). Analytical prediction for tunnelling-induced ground movements in clays. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 124(9): 241-252.
- LOGANATHAN, N. & POULOS, H.G. (1999). Tunnelling induced ground deformations and their effects on adjacent piles. 10th Australian Tunnelling Conference, Melbourne, Australia, pp. 846-856.
- LUNA, S.C.P. (1997). Análise Numérica de Túneis em Solos Colapsíveis. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 151 p.
- MAIR, R.J. (1998). Geotechnical Aspects of design criteria for bored tunnelling in soft ground. *Tunnel and Metropolises*, Negro Jr. & Ferreira (eds), São Paulo, Brazil, pp. 183-199.
- MAIR, R. J., TAYLOR, R. N. & BURLAND, J. B. (1996). Prediction of ground movements and assessment of risk of building damage due to bored tunnelling. *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, Mair & Taylor (eds), London, UK, pp. 713-718.
- MAIR, R.J., TAYLOR, R.N. & BRACEGIRDLE, A. (1993). Subsurface settlement profiles above tunnels in clays. *Geotechnique* 43(2): 315-320.
- MAKOTO, N, RUIZ, A.P.T., QUEIROZ, P.I.B., NEGRO Jr., A. & VASCONCELLOS, C. (1999). Assessment of buildings damages due to urban tunnelling. IX Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ABMS/SAMS/SPG, Foz do Iguaçu, Brazil, pp. 725-732.
- MARGARIDO, A.L., SILVA, R.L.G., NEME, P.A., GARCIA, F.A., OLIVEIRA, R.A. & MATTAR Jr., D. (1997). Aspectos relevantes do projeto e construção do complexo viário Ayrton Senna. Simpósio Sobre Túneis Urbanos, TURB'97, ABGE/ CBT, São Paulo, SP, pp. 163-180.
- MAZA Jr., J.L. (1999). Comunicação verbal. Brasília, DF.

- MENDONÇA, M. (1990). Comportamento de Solos Colapsíveis na Região de Bom Jesus da Lapa, Bahia. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 270 p.
- MORAES Jr., A.H.V. (1999). Análise Tridimensional de Escavações Subterrâneas pelo Método NATM. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF (em andamento).
- MOREIRA, J. & FLOR, A. (1998). The Lisbon metro – Strengthening of buildings standing above tunnels in the city centre. Tunnel and Metropolises, Negro Jr. & Ferreira (eds), São Paulo, Brazil, pp.1065-1070.
- NEGRO Jr, A. (1988). Design of a Shallow Tunnel in Soft Ground. PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Canada, 1480 p.
- NEGRO Jr., A. & COUTINHO, P.T. (1995). Túneis não tripulados - Parte 1: Resenha Simpósio Sobre Túneis Urbanos, TURB'95, ABGE/ CBT, São Paulo, SP, pp. 207-230.
- NEGRO Jr., A. & KOCHEN, R. (1996). Shotcrete lined tunnels built in soft porous clay. North American Tunnelling'96, Ozdemir (eds), Washington, USA, pp. 369-393.
- NIEBLE, C.M. (1995). Túneis em rocha. Simpósio Sobre Túneis Urbanos, TURB'95, ABGE/ CBT, São Paulo, SP pp. 69-80.
- NEW, B.M. & O'REILLY, M.P. (1991). Tunnelling induced ground movements - Predicting their magnitude and effects. 4th International Conference on Ground Movements and Structures, Cardiff, Índia, 23 p.
- O'REILLY, M.P. & NEW, B.M. (1982). Settlement above tunnels in the United Kingdom-their magnitude and prediction. Tunnelling '82, IMM;London, UK, pp. 173-181.
- ORTIGÃO, J.A.R. (1994). O Túnel do Metrô de Brasília - Propriedades Geotécnicas e o Comportamento da Obra. Monografia, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 116 p.
- ORTIGÃO, J.A.R., KOCHEN, R., FARIAS, M.M. & ASSIS, A.P. (1996). Tunneling in Brasília porous clay. Canadian Geotechnical Journal, 33: 565-573.
- PANET, M. & GUENOT, A. (1982). Analysis of convergence behind the face of a tunnel. Tunnelling'82, BTS/IMM, London, UK, pp. 197-204.
- PECK, R.B. (1969). Deep excavation and tunnelling in soft ground. State of-the-art report, 7th ICSMFE, Mexico City, Mexico, pp. 225-290
- PEIXOTO, R.J. (1999). Aplicação de Modelos Constitutivos na Avaliação do Comportamento Mecânico da Argila Porosa do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 185 p.

POTTS, D.M. & ANDDENBROKE, T.I. (1996). The influence of an existing structure on the ground movements due to tunnelling. *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, Mair & Taylor (eds), London, UK, pp. 573-578.

RANKIN, W.J. (1988). Ground movements resulting from urban tunnelling; prediction and effects. *Conference on Engineering Geology of Underground Movements*, Nottingham, BGS, UK, pp. 79-92.

RIBEIRO, G.W. (1999). Estudo da Influência da Saturação na Interação Solo de Fundação/Estaca de Solo Cimento. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 126 p.

RIBEIRO NETO, F. (1999). Segurança, Ruptura e Colapso de túneis urbanos. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 171 p.

SAGASETA, C. (1987). Analysis of undrained soil deformation due to ground loss. *Geotechnique*, 37(3): 301-320.

SAUER (1999). NATM in Soft Ground. Web site, <http://www.dr-sauer.com/natm/index.htm>.

SCHEWIGER, H.F. & FALK, E. (1998). Reduction os settlements by compesation grouting – numerical studies and experience form Lisbon uinderground. *Tunnel and Metropolises*, Negro Jr. & Ferreira (eds), São Paulo, Brazil, pp.1047-1053.

SHAHROUR, I. & GHORBANBEIGI, S. (1996). Analyse tridimensionnelle du comportement des tunnels dans des terrains meubles. *Revue Française de Geotechnique*, 76(3): 17-23.

SHIRLAW, J.N., BUSBRIDGE, J.R. & YI, X. (1994). Consolidation settlements over tunnels: A review. *Canadian Tunnelling Canadian, Tunnelling Association of Canada*, Canada, pp. 253-265.

SILVA, D.A. & BRESSANI, L.A. (1994). Patologia de fundações - Resultados de um estudo de casos ocorridos no Rio Grande do Sul. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Foz do Iguaçu, PR, pp. 256-262.

TARGAS, D.N., & MITSUSE, C.T. (1997). Complexo viário Maria Maluf: Aspectos relevantes do projeto e da execução dos túneis. *Simpósio Sobre Túneis Urbanos, TURB'97*, ABGE/ CBT, São Paulo, SP, pp. 147-162.

TEIXEIRA, A.H. & GODOY, N. S. (1996). Análise, Projeto e Execução de Fundações Rasas. *Fundações: Teoria e Prática*, Pini/ABMS/ABEF, São Paulo, SP, pp. 227-265.

TEIXEIRA, A.S.N. & ASSIS, A.P. (1994). Previsão da bacia de recalques de túneis em solos porosos colapsíveis. 3º Simpósio Brasileiro de Escavações Subterrâneas, ABGE/CBT/UnB, Brasília, DF, pp. 317-333.

TEIXEIRA, A.S.N. (1994). Estudo do Comportamento de Túnel do Metrô do Distrito Federal Escavado em Solos Porosos Colapsíveis. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 199 p.

VELLOSO, D.A. & LOPES, F.R. (1996). Fundações. COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Vol. 1, 290 p.

VERRUIJT, A. & BOOKER, J.R. (1996). Surface settlements due to deformation of a tunnel in a elastic half plane. *Geotechnique*, 46(4): 753-756.

YAMAJI, M.H. & KOCHEN, R. (1998). Modelos de previsão de danos devidos a escavações subterrâneas em solos. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Brasília, DF, 2: 1391-1398.

APÊNDICE A - PARÂMETRO GAP E EXEMPLO DE APLICAÇÃO

A.1 DERIVAÇÃO DO PARÂMETRO GAP

O parâmetro gap é definido em Lee et al. (1992) como já definido no capítulo 3:

$$g = G_p + U_{3D} + \omega \quad (\text{A. 1})$$

Onde

G_p é o espaço físico decorrente das diferenças geométricas entre seção escavada e o perímetro externo da máquina;

U_{3D}^* é a componente da deformação elasto-plástica tridimensional na face do túnel;

ω é a componente relativa à qualidade dos trabalhos manuais.

Determinação de G_p

O espaço físico é separado em duas componentes :

$$G_p = 2\Delta + \zeta \quad (\text{A. 2})$$

Onde

Δ é a diferença do raio externo do shield e o raio externo da calda ;

ζ é a folga do sistema, mais precisamente para posicionamento final da linha;

Em práticas atuais mais modernas de túneis, G_p é preenchido com injeção de calda de cimento, o que leva G_p para valores desprezíveis. No entanto, um estudo de Ingles em 1972, citado por Loganathan & Poulos (1998) mostra que a mistura de solo-cimento tem uma retração dependente do tempo e deve-se considerar, em caso de injeções $G_p = 7\sim 10\%(2\Delta + \zeta)$. Caso a retração seja rápida, o espaço criado pela retração pode ser considerado como ocorrido em condições não-drenadas.

Determinação de U_{3D}^*

O campo de tensões natural numa seção é modificado com a aproximação da frente de escavação. Se o sistema de pressão (pressão de lama mais pressão da cabeça de corte) é menor que o campo de tensões natural, então a massa de solo vai se deslocar em direção à frente de escavação. O volume de solo que adentrar a frente de escavação devido a este movimento será eventualmente escavado. A componente U_{3D}^* é definida como:

$$U_{3D}^* = \frac{\delta_x \cdot k}{2} \quad (\text{A. 3})$$

Onde

δ_x é o solo intruso devido ao movimento de massa;

k fator de resistência ao corte do solo.

Lee et al. (1992) estabeleceram experimentalmente relações elastoplásticas para δ_x e k. Sugeriram que k varia de 0,7 a 0,9 para argilas moles e rijas e k=1 para caso ocorram fluxos plásticos, caso de argilas muito moles. A intrusão de solo na face é definida por :

$$\delta_x = \frac{\Omega R P_0}{E} \quad (\text{A. 4})$$

Onde

Ω é um fator adimensional de deslocamento (Lee et al. 1992);

R é o raio do túnel;

E é o módulo de Young, tipicamente o módulo não drenado obtido por ensaio de extensão;

P_0 é dado por:

$$P_0 = K_0 \cdot P_v' + P_w - P_i \quad (\text{A. 5})$$

Onde

P'_v é a tensão efetiva vertical na linha do túnel;

P_w é a poro-pressão na linha do túnel;

P_i é a pressão de suporte do túnel.

Determinação de ω

Lo et al. (1984) derivaram a expressão para um deslocamento plano elasto-plástico U_i no teto do túnel como:

$$\frac{U_i}{R} = 1 - \left\{ \frac{1}{1 + \frac{2(1 + \nu_u)c_u}{E_u} \left[e^{\frac{N-1}{2}} \right]^2} \right\}^{1/2} \quad (\text{A. 6})$$

Onde

R é o raio do túnel;

E_u é o módulo de Young não drenado;

c_u é a resistência ao cisalhamento não drenada do solo;

ν_u é o coeficiente de Poisson não drenado;

N é o número de estabilidade do túnel;

O menor valor entre $0,6.Gp$ e $\frac{1}{3}U_i$ deve ser escolhido e designado como ω^* dependendo do mecanismo de controle crítico, segundo Lee et al. (1992).

A componente ω também inclui perda de solo radial devido à sobre-corte . Três casos são considerados:

1. Sem sobrecorte, $\omega = \omega^*$
2. Sobre-corte de 180° e $\omega = \omega^* + 1$ largura de sobre-corte
3. Sobre-corte de 360° , cobrindo toda a circunferência, $\omega = \omega^* + 2$. largura de sobre-corte.

A.2 EXEMPLO DE OBTENÇÃO DE RECALQUES E DISTORÇÕES

A Figura A1 que mostra a situação mais detalhada da edificação do posto de combustíveis, representando em parte a realidade:

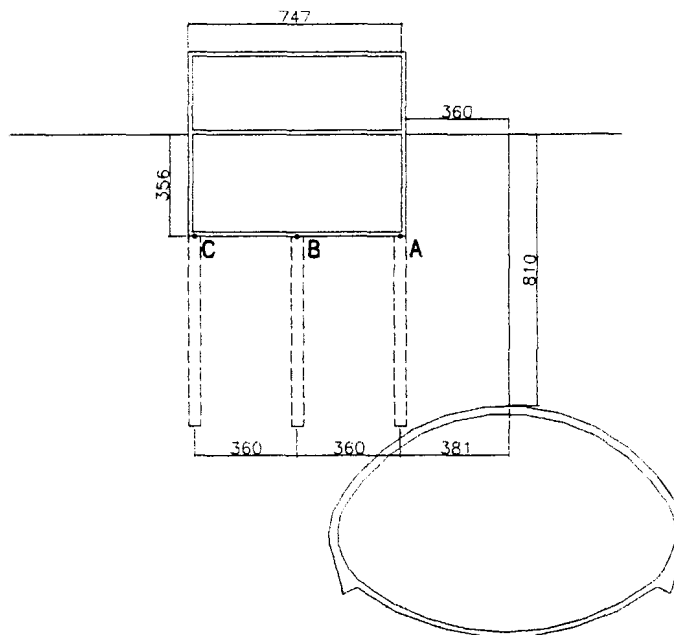


Figura A.1 - Detalhamento da edificação do posto de combustíveis em relação ao túnel do metrô de Brasília.

Para a avaliação dos danos induzidos nesta edificação, propõe-se a seqüência do fluxograma da Figura 5.8. Será feita a consideração que esta estrutura encontra-se na progressiva 1027m. Portanto, o valor de U_t para esta progressiva vale:

$$U_t = 1,7$$

Considerando os parâmetros envolvidos na relação de U_t (Eq. 5.1), tem-se:

$$D = 8,1 \text{ m} \quad z_0 = 12,15 \text{ m} \quad z = 8,1 \text{ m} \quad \gamma_t = 16,0 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Portanto, } \sigma_z = 16,0 \cdot 8,1 = 1,3 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2.$$

$$\text{Como } U_t = \frac{s_c \cdot E}{\sigma_z \cdot D}, \text{ e considerando } E = 8 \text{ MPa, então obtém-se } s_c:$$

$$s_c = 223,07\text{mm}, \text{ ou } s_c = 0,223 \text{ m}$$

Com o valor de s_c e os valores necessários a alimentação do modelo de Loganathan & Poulos (1999), que são apresentados na Tabela 5.13, obtém-se a curva da Figura A.2, que é a bacia de recalques de subsuperfície na profundidade 3,56 m (base de apoio da estrutura):

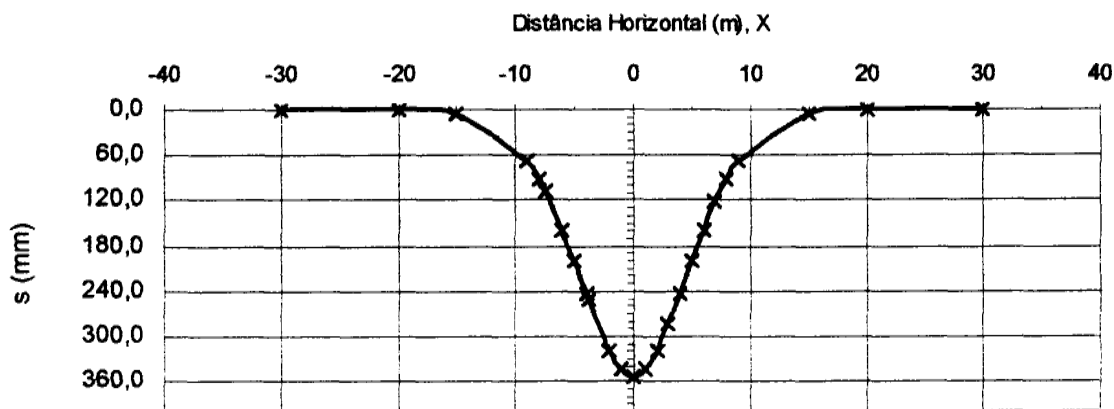


Figura A.2 - Bacia de recalques subsuperficial na profundidade 3,56 m.

Supondo que a edificação não tivesse fundação profunda, e que os pontos A, B e C na cota 3,56 m são os pontos de fundação, e que a edificação acompanha o perfil de recalques desta cota, pode-se escrever que:

$$s_A = 250,6 \text{ mm}$$

$$s_B = 109,2 \text{ mm}$$

$$s_C = 33,5 \text{ mm}$$

Os resultados podem ser obtidos tanto gráfica como analiticamente. Com os recalques absolutos dos pontos A, B e C pode-se obter os demais recalques definidos no Capítulo 4:

$$\delta_{AB} = 141,4 \text{ mm}$$

$$\delta_{BC} = 75,7 \text{ mm}$$

$$\delta_{AC} = 217,1 \text{ mm}$$

Para o cálculo do recalque distorcional específico entre os AB e BC, tem-se:

$$\beta_{AB} = \delta_{AB} / L_{AB} \quad e \quad L_{AB} = L_{BC} = 3,6 \text{ m}$$

Tem-se:

$$\beta_{AB} = 0,039 = 1/25$$

$$\beta_{BC} = 0,021 = 1/47$$

$$\beta_{AC} = 0,031 = 1/33$$

Considerando a definição de índice de deflexão pode-se escrever na Figura A.3 o valor de Δ :

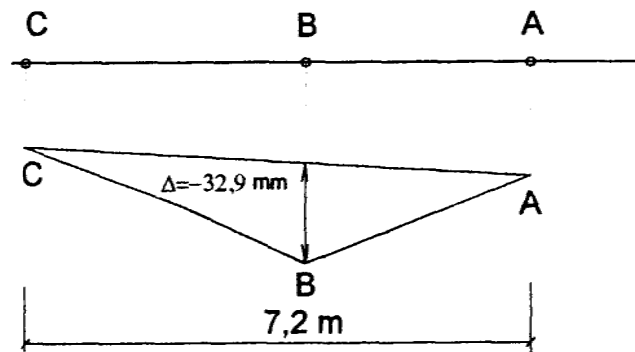


Figura A.3 - Deflexão para a edificação do posto de combustíveis.

O valor de Δ é negativo pois a Figura A.3 indica um caso de depressão e os deslocamentos ocorridos em função da locação são na região de soerguimento. Desconsiderando as regiões de soerguimento e depressão da bacia de recalque, pode-se então chegar ao valor do índice de deflexão para o caso descrito,:

$$\frac{\Delta}{L} = \frac{32,9}{7,2 \cdot 1000} = 0,0046$$

Com a curva de deslocamentos de campo livre, as dimensões e locação da edificação e o ponto de inflexão da curva obtido da solução de Loganathan & Poulos (1999), tem-se a Figura A.4, que apresenta a técnica usada para obtenção da deflexão Δ em sistema CAD, usada neste trabalho. O valor obtido do índice de deflexão, corrigido é:

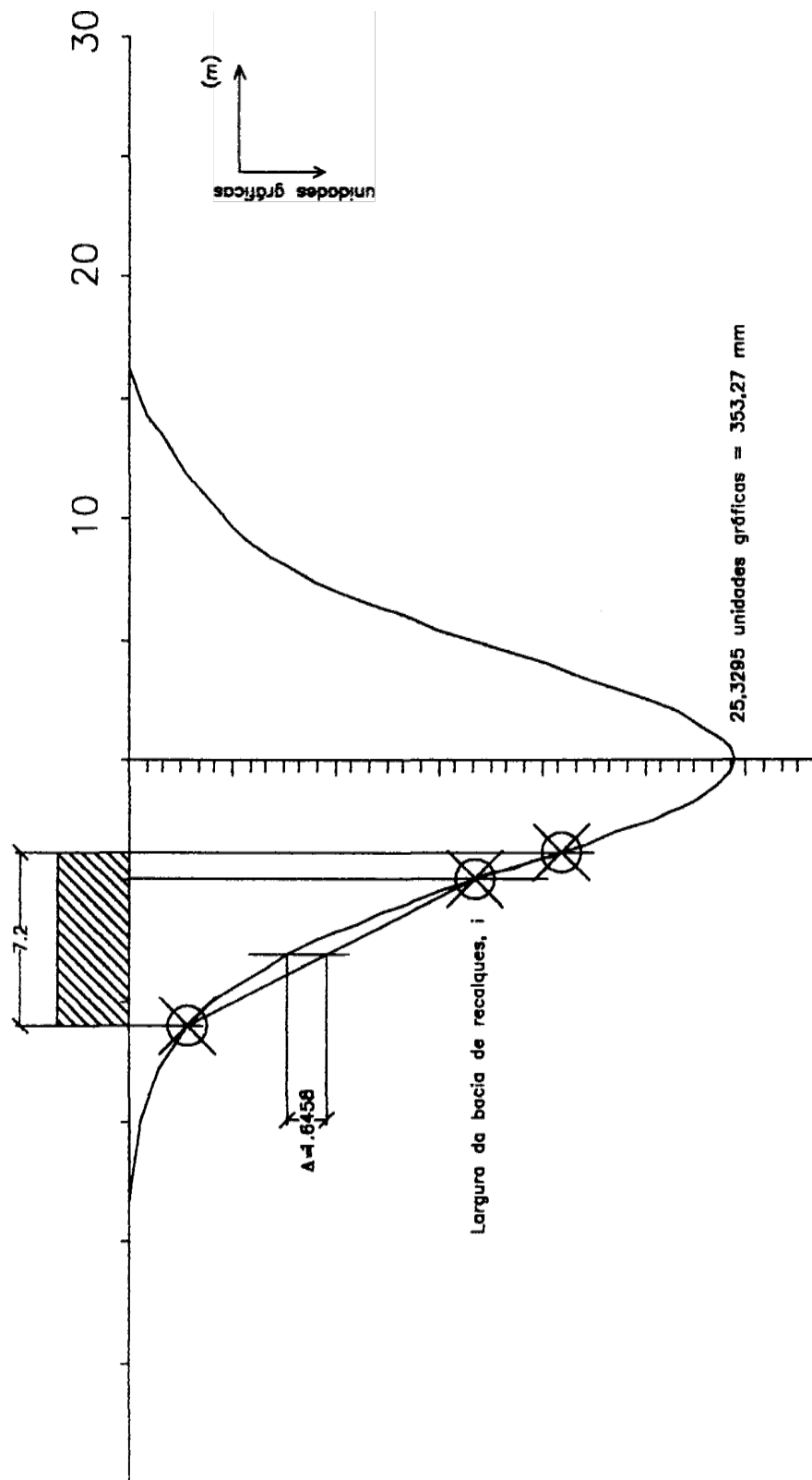


Figura A.4 - Obtenção da deflexão em sistema CAD

$$\frac{\Delta}{L} = 0,0038$$

Boscardin & Cording (1989) apresentam a Equação 4.12 para a obtenção de β , e considerando o valor de E/G como 12,5 (edificações estruturadas) e H igual a 6 m tem-se:

$$\beta = \frac{3\Delta}{L} \left[\frac{1 + 4 \left(\frac{E}{G} \right) \left(\frac{H^2}{L^2} \right)}{1 + 6 \left(\frac{E}{G} \right) \left(\frac{H^2}{L^2} \right)} \right] = 0,077$$

A.3 EXEMPLO DE APLICAÇÃO DO MODELO DE POTENCIAL DE DANOS

Para avaliação do potencial de danos, segundo abordagem de Boscardin & Cording (1989) e Mair et al. (1996) deve-se obter as deformações horizontais. Usando-se a proposição analítica de Loganathan & Poulos (1999), pode-se obter os deslocamentos nos pontos A, B e C. Com os deslocamentos (Figura A.5) obtém-se as deformações ente estes:

$$\varepsilon_{hAB} = (\rho_{hA} - \rho_{hB}) / L_{AB} = (-74,79 + 59,23) / 3600 = 0,0043$$

$$\varepsilon_{hBC} = (\rho_{hB} - \rho_{hC}) / L_{BC} = (-59,23 + 27,51) / 3600 = 0,0088$$

$$\varepsilon_{hAC} = (\rho_{hA} - \rho_{hC}) / L_{AC} = (-74,79 + 27,51) / 7200 = 0,0065$$

Boscardin & Cording (1989) adotam o valor médio das deformações horizontais para a edificação, portanto aquela obtida entre os pontos A e C.

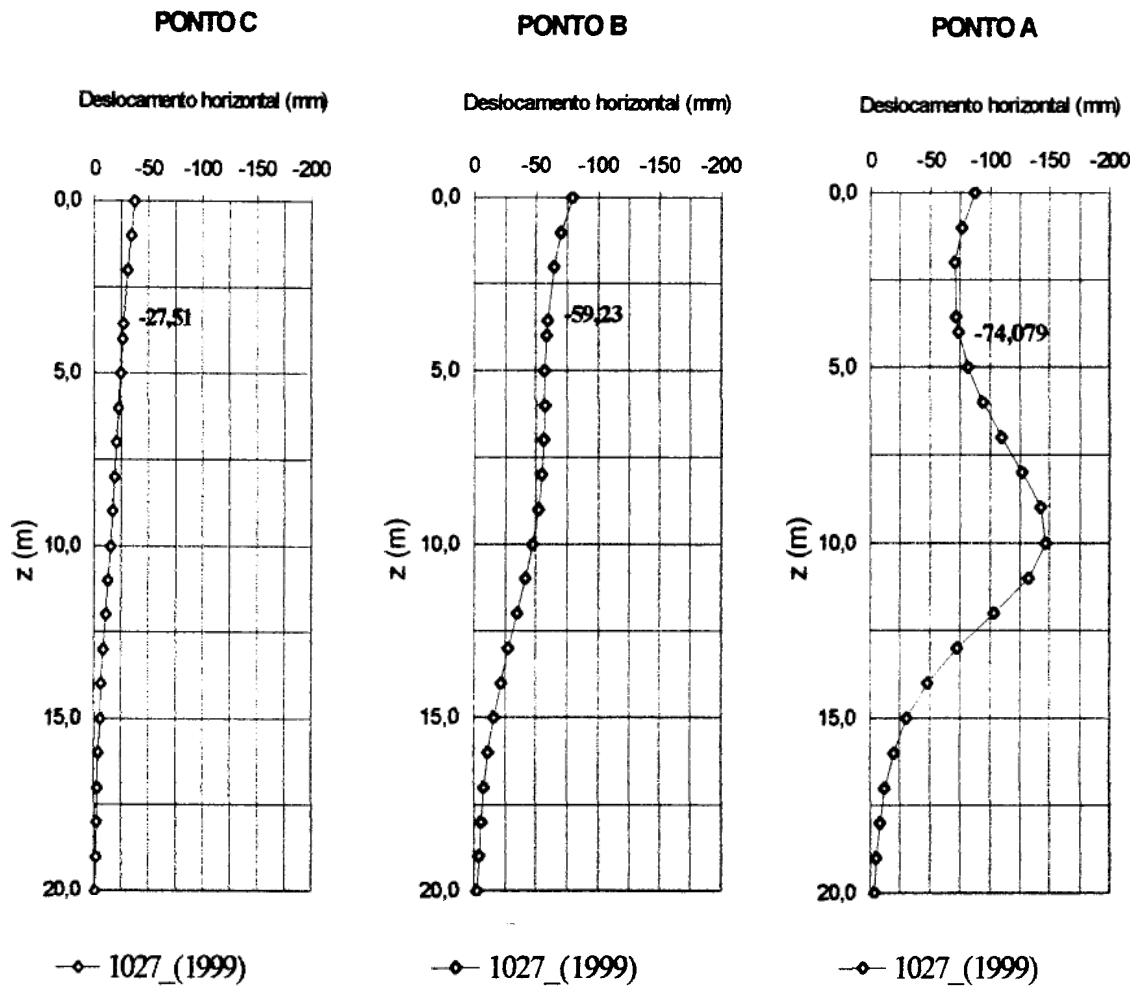


Figura A.5 - Deslocamentos horizontais para seção 1027 m em diversos pontos.

Mair et al. (1996) adotam o valor máximo de deformação, portanto o valor entre os pontos B e C.

A aplicação destes valores de deformações horizontais nos ábacos de Boscardin & Cording (1989) e Mair et al. (1996), como apresentado na Figura 4.6 e Figura 4.9, a classificação obtida seria de danos severos a muito severos (Figura A.6).

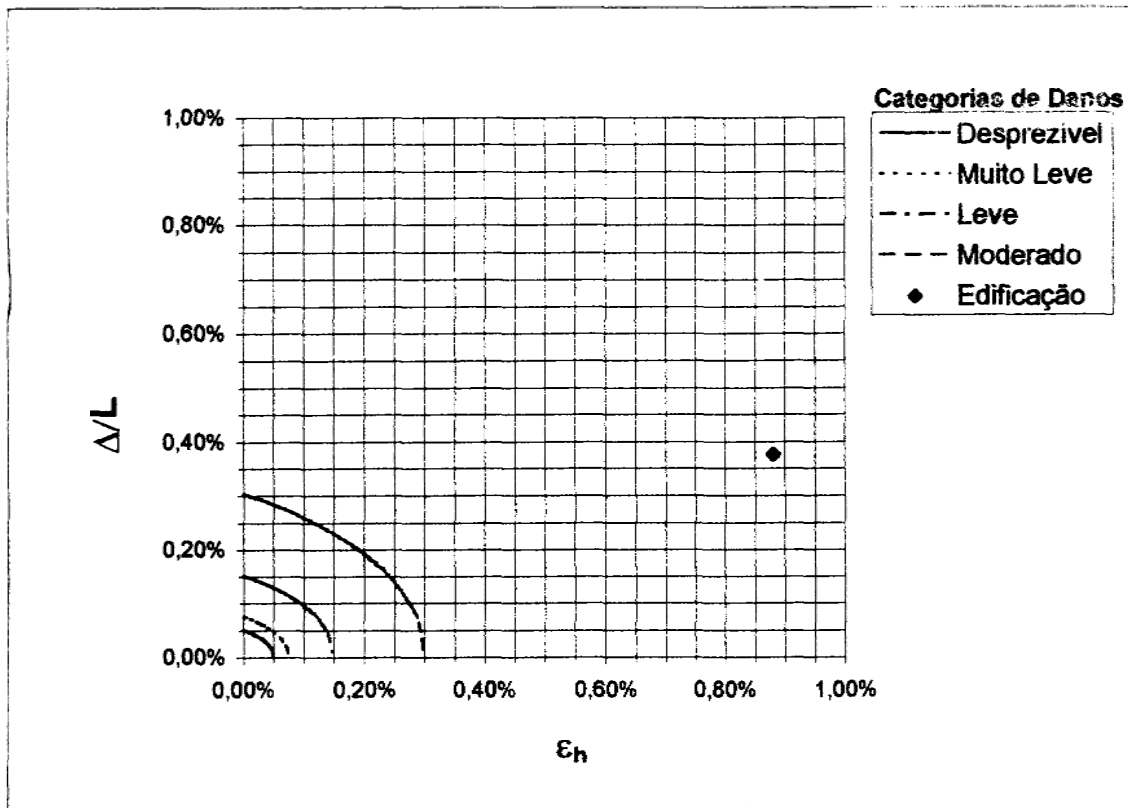


Figura A.6 - Classificação de danos para o caso apresentado.