



UNIVERSIDADE DO ESTADO DO RIO DE JANEIRO
CENTRO DE TECNOLOGIA E CIÊNCIAS
FACULDADE DE ENGENHARIA



PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



Mariana Duarte dos Santos

**Contribuição ao estudo da influência de escavações nos
recalques superficiais de construções vizinhas**

Rio de Janeiro

2007

Mariana Duarte dos Santos

**Contribuição ao estudo da influência de escavações nos
recalques superficiais de construções vizinhas**

Dissertação apresentada como requisito parcial
para a obtenção do título de Mestre, ao Programa
de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da
Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de
concentração: Estruturas e Geotécnica

Orientadora: Bernadete Ragoni Danziger

Co-orientadora : Ana Cristina Castro Fontenla Sieira

Rio de Janeiro

2007

CATALOGAÇÃO NA FONTE
UERJ/REDE SIRIUS/PROTEC

S237 Santos, Mariana Duarte dos.
Contribuição ao estudo da influência de escavações nos recalques superficiais de construções vizinhas / Mariana Duarte dos Santos.
– 1998.
148 f. :il.

Orientadora : Bernadete Ragoni Danziger.
Co-orientadora: Ana Cristina Castro Fontenla
Dissertação (mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Fundações (Engenharia) – Teses. 2. Engenharia civil – Teses. .
I. Danziger, Bernadete Ragoni II. Fontenla, Ana Cristina Castro. III.
Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Faculdade de Engenharia.
IV. Título.

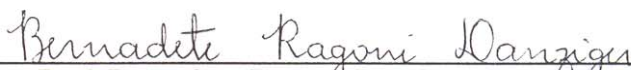
CDU 624.15

Contribuição ao Estudo da Influência de Escavações nos Recalques Superficiais de Construções Vizinhas

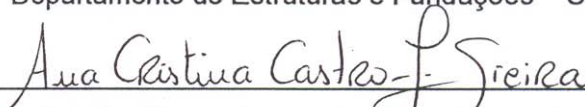
Mariana Duarte dos Santos

Dissertação apresentada ao PGECIV - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade do Estado do Rio de Janeiro – UERJ, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Ênfase: Geotecnia.

Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo assinada



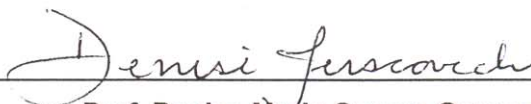
Prof. Bernadete Ragoni Danziger, DSc Orientadora
Departamento de Estruturas e Fundações – UERJ



Prof. Ana Cristina Castro Fontenla Sierra, DSc – Co-orientadora
Departamento de Estruturas e Fundações – UERJ



Prof. Francisco de Rezende Lopes, PhD
COPPE – UFRJ



Prof. Denise Maria Soares Gerscovich, DSc
Departamento de Estruturas e Fundações – UERJ

Universidade do Estado do Rio de Janeiro

Março de 2007

Aos meus pais pelo enorme carinho e incentivo ao meu trabalho.

Agradecimentos

À minha orientadora, Prof.^a Bernadete Ragoni Danziger, por todo apoio e dedicação, pelo enorme comprometimento que teve desde o início deste trabalho. Pela paciência interminável, pela serenidade inconfundível, pelo incentivo constante, pelo carinho com que sempre me tratou, por toda ajuda emocional e intelectual prestadas em todas as horas, pela enorme e indispensável colaboração para que este trabalho se tornasse realidade.

À minha co-orientadora, Prof.^a Ana Cristina Castro Fontenla Sieira pela dedicação, pelo incentivo, pelas tardes incansáveis de rodadas no Plaxis, pelo comprometimento e apoio também indispensáveis para conclusão deste trabalho.

Aos professores do PGECIV, essenciais para que eu chegasse até aqui.

À toda equipe do LABBAS pela enorme ajuda, compreensão, paciência e carinho com que me trataram durante os longos anos de mestrado. Em especial ao Rodolfo, sempre disposto a ajudar.

À Márcia por toda ajuda prestada, e pela paciência, compreensão, carinho e alegria com que sempre me tratou ao longo do curso.

Aos companheiros de mestrado pelo grande companheirismo, ajuda, paciência, colaboração, incentivo e carinho. Em especial aos amigos Wisner Coimbra e Bruno Lima que sempre estiveram ao meu lado dividindo todos os momentos, e à Damásia Gonzalez pelas palavras de conforto e carinho.

Aos meus pais. Margareth e Renato, à minha avó Lucy, e ao meu irmão Felipe, pelo imenso carinho, apoio e compreensão dedicados a mim não só durante os anos de mestrado, mas ao longo da vida. E pela enorme paciência que tiveram comigo principalmente durante a fase de mestrado.

À FAPERJ pelo apoio financeiro.

À todos que colaboraram para a conclusão deste trabalho, com palavras de incentivo, sorrisos, gestos de carinho e amizade, paciência, apoio técnico e emocional. Todos foram de grande importância na conclusão desta dissertação.

Acima de tudo à Deus por iluminar meus caminhos, e permitir que eu chegasse ao meu objetivo.

Resumo

SANTOS, Mariana Duarte dos. **Contribuição ao estudo da influência de escavações nos recalques superficiais de construções vizinhas**. 2007. 141 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2007.

O presente trabalho procura contribuir para o estudo da influência de escavações nos recalques superficiais de construções vizinhas, tema este de grande interesse em regiões urbanas, com grande concentração de construções. Apresenta-se uma análise detalhada dos principais métodos empíricos disponíveis na literatura para a previsão dos recalques deflagrados por escavações vizinhas. Detalham-se alguns aspectos de uma ferramenta numérica utilizada, bem como sua validação à análise de escavações escoradas pela aplicação do MEF. Um caso de obra bem documentado em pesquisas anteriores é selecionado para uma análise que procura confrontar os resultados da previsão procedida pelos métodos empíricos, pelo método numérico, com os resultados experimentais. A presente pesquisa mostrou que o método empírico de Hsieh e Ou (1998) foi o que revelou uma melhor capacidade de previsão do comportamento observado no caso de obra analisado, tanto na avaliação do recalque máximo como na obtenção do perfil de recalques superficiais com a distância à face da escavação. A aplicação da modelagem numérica ao caso de obra selecionado confirmou as observações ressaltadas por alguns autores, revelando sua capacidade de reproduzir de forma bastante satisfatória os deslocamentos horizontais da parede, porém apresentando um resultado menos aproximado na previsão dos recalques superficiais.

Palavras-chave: Escavações; Previsão de recalques; Deslocamentos horizontais; Análise numérica; Estudo de caso.

Abstract

The present thesis aims at contributing to the study of the influence of excavations on settlements of nearby structures. This is a theme of major interest in urban areas where a concentration of tall buildings is very common. A detailed analysis of the main available empirical methods is presented dealing with the settlement prediction caused by nearby excavations. Some aspects of the numerical tools employed in the analysis are also detailed. The validation of the numerical analysis is made through a comparison of its results for a strutted excavation with the results of the same application using a well established method, adopted in design, based on plastic equilibrium equations. A case history extensively documented in previous research was chosen for a comparative analysis confronting the prediction of ground surface settlement during excavation based on empirical methods and also by means of the numerical approach. The results are then compared with the experimental data. The present research has shown that the empirical method proposed by Hsieh and Ou (1998) best reproduced the experimental behavior. Not only has the method been able to predict the maximum settlement but it has also shown ability to predict the ground settlement profile. The numerical analysis of the selected case history confirmed the observations of some authors that the finite element analysis is able to predict horizontal displacements of the excavation wall but less accurately predict ground surface settlements.

Key-words: Excavations; Settlement prediction; Horizontal displacements;
Numerical analysis; Case history

Sumário

1. Introdução	20
1.1. Generalidades.....	20
1.2. Estrutura da Dissertação.....	21
2. Revisão Bibliográfica	22
2.1. Contribuição de diversos autores	22
2.2. Análise comparativa das contribuições dos autores pesquisados.....	50
3. Ferramenta Computacional	53
3.1. Método dos Elementos Finitos	53
3.2. O Programa PLAXIS.....	55
3.2.1. Entrada de Dados (Input).....	56
3.2.2. Etapa de Cálculos (Calculation).....	58
3.2.3. Saída de Resultados (Output).....	58
3.2.4. Saída Gráfica (Curves).....	60
3.3. Modelos Constitutivos.....	60
3.3.1. Modelo elástico linear.....	61
3.3.2. Modelo Mohr-Coulomb.....	61
3.3.3. <i>Hardening-Soil</i>	63
3.3.4. - <i>Soft Soil</i>	66
3.3.5. - <i>Jointed Rock</i>	67
3.3.6. Considerações Finais sobre os Modelos Constitutivos	67
3.4. Validação do Programa	67
3.4.1. Análise de Esforços na Ancoragem	71
3.4.2. Análise dos Esforços de Flexão na Parede	73
3.4.3. Análise de Tensões.....	78
3.4.4. Análise dos Deslocamentos da Parede	79
3.4.5. Análise de Recalques.....	83
3.4.6. Considerações Finais sobre o Plaxis	87
4. Apresentação do Caso de Obra	88
4.1. Caracterização do Caso Analisado	90

4.2. Características Geotécnicas	91
4.3. Processo Construtivo	92
4.4. Resultados da Instrumentação.....	93
5. Previsão dos Recalques pelos Métodos Empíricos.....	95
5.1. Métodos Empíricos	95
5.1.1. Método de Bowles (1988)	95
5.1.2. Método de Clough e O'Rourke (1990)	97
5.1.3. Método de Hsieh e Ou (1998).....	99
5.2. Comparação entre os Métodos Empíricos e a Instrumentação	101
6. Análise Numérica do Caso de Obra.....	107
6.1. Aspectos envolvidos na modelagem	107
6.1.1. Geometria, geração da malha e condições de contorno	107
6.1.2. Elementos Representativos da Cortina, Escora e Laje	109
6.1.3. Modelos constitutivos e parâmetros representativos dos solos.....	110
6.1.4. Presença da água	113
6.1.5. Parâmetros de Interface.....	114
6.1.6. Etapas da escavação	114
6.2. Fatores de Influência	115
6.2.1. Modelo Representativo do Comportamento do Solo	115
6.2.2. Presença da água	117
6.2.3. Influência da Interface.....	119
6.2.4. Influência da Variação de k_0	120
6.2.5. Influência da Variação do Coeficiente de Poisson (ν)	121
6.3. Análise dos Resultados Numéricos	123
6.3.1. Deslocamentos Horizontais.....	124
6.3.2. Recalques	126
6.4. Comparação da Modelagem com os Métodos Empíricos	129
6.4.1. Tipo de Perfil	129
6.4.2. Volume Deformado	131
6.5. Considerações Finais sobre a Modelagem	132
7. Conclusões e Sugestões para Pesquisas Futuras.....	134
7.1. Conclusões	134

7.2. Sugestões para Trabalhos Futuros.....	137
Anexo A - Modelo Hardening Soil - Modelagem das Curvas de Ensaio Triaxiais	144
Anexo B - Traçado da Rede de Fluxo e Determinação do Carregamento Simplificado	147

Lista de Figuras

Figura 2.1- Zona de influência da cunha deslizante, Caspe (1966)	22
Figura 2.2 - Zonas teóricas do maciço de solo atrás da cortina, Caspe (1966)	23
Figura 2.3 - Recalque versus distância à parede, Caspe (1966).....	24
Figura 2.4 - Recalques adjacentes a uma cava, em função da distância à face da escavação.	27
Figura 2.5 – Deformações horizontais associadas a vários estágios de escavação, O'Rourke (1981)	29
Figura 2.6 - Relação entre fator de segurança ao levantamento de fundo e deslocamento máximo da parede em termos adimensionais	31
Figura 2.7 - Relação entre recalque superficial máximo e máxima movimentação lateral, dados de casos históricos, Manna e Clough (1981).....	32
Figura 2.8 – Relação entre fator de segurança ao levantamento de fundo e movimentação lateral máxima da cortina (Mana e Clough, 1981).	32
Figura 2.9 - Relação entre a máxima movimentação horizontal e máximo recalque superficial e a segurança ao levantamento de fundo (Mana e Clough, 1981).....	33
Figura 2.10 – Envoltória da bacia de recalques normalizada, Mana e Clough (1981).....	34
Figura 2.11 - Exemplos ilustrativos de Ehrlich (1987) da influência da rigidez do sistema de escoramento no comportamento de uma escavação escorada.	36
Figura 2.12 – Estado de tensões e deformações no solo em uma escavação escorada em processo de ruptura de fundo, Ehrlich (1987).....	37
Figura 2.13 - Método de Clough e O'Rourke (1990)	39
Figura 2.14 – Definição das variáveis por Ou et al. (1993).....	40
Figura 2.15 – Perfis típicos de recalque, Ou et al. (1993)	41
Figura 2.16 – Relação entre o intervalo de influência aparente e o comprimento da parede, Ou et al. (1993)	42
Figura 2.17 – Relação proposta entre os recalques e a distância da parede para o segundo perfil típico de recalque, Ou et al. (1993).....	42
Figura 2.18 - Tipos de perfis de recalque, Hsieh e Ou (1998).....	44
Figura 2.19 – Método proposto para a previsão do perfil de recalques do tipo “spandrel”, Hsieh e Ou, (1998)	45
Figura 2.20 - Proposta de Hsieh e Ou (1998) para o perfil do tipo côncavo.	47
Figura 2.21 - Áreas das componentes em balanço e profunda (Hsieh e Ou, 1998)	47
Figura 2.22 - Relação entre as áreas A_s e A_c (Hsieh e Ou, 1998).....	48
Figura 2.23 - Relação entre o valor máximo de deslocamento horizontal da parede e o recalque superficial máximo (Hsieh e Ou, 1998)	48
Figura 3.1.-Exemplo de uma Malha de Elementos Finitos	54
Figura 3.2 - Exemplos de problemas do tipo estado plano de deformação e axissimétrico, Brinkgreve, 2002.....	56
Figura 3.3 - Posição dos nós e pontos de tensões, reproduzido de Brinkgreve, 2002.	57
Figura 3.4 – Exemplos de Saídas do Programa Palxis.	59

Figura 3.5 – Convenção de sinais para tensões, Brinkgreve (2002).	60
Figura 3.6 – Relação tensão-deformação para o modelo de Mohr-Coulomb, Brinkgreve (2002).	62
Figura 3.7 – Superfície de Mohr-Coulomb no espaço de tensões principais com $c = 0$, Brinkgreve (2002).	63
Figura 3.8 – Relação hiperbólica em um ensaio triaxial drenado, Brinkgreve (2002).	65
Figura 3.9 – Superfície de plastificação no plano p-q, Brinkgreve (2002).	65
Figura 3.10 – Representação da superfície de plastificação no espaço de tensões principais, Brinkgreve (2002).	66
Figura 3.11 – Escavação escorada típica	68
Figura 3.12 – Representação da escavação no programa PLAXIS.	69
Figura 3.13 – Resultados analíticos (MAL) e numéricos (Plaxis) dos esforços (A) na ancoragem.	72
Figura 3.14 - Resultados analíticos (MAF) e numéricos (Plaxis) dos esforços (A) na ancoragem.	72
Figura 3.15 - Resultados analíticos (MAL) e numéricos (Plaxis) dos momentos máximos na parede.	74
Figura 3.16 - Perfil dos momentos na parede ($e=65\text{cm}$), variando a altura da escavação, pelo MAL e pela análise numérica.	75
Figura 3.17 - Perfil dos momentos na parede para escavação de 5 m, variando a espessura, pelo MAL e pela análise numérica.	75
Figura 3.18 - Resultados analíticos (MAF) e numéricos (Plaxis) dos momentos máximos na parede.	76
Figura 3.19 - Perfil dos momentos na parede ($e=65\text{cm}$), variando a altura da escavação, pelo Método do Apoio Fixo e pela análise numérica.	77
Figura 3.20 - Perfil dos momentos na parede para escavação de 5 m, variando a espessura, pelo Método do Apoio Fixo e pela análise numérica.	77
Figura 3.21 - Distribuição de tensões horizontais com espessura da parede constante e variando a altura da escavação.	78
Figura 3.22 – Distribuição de tensões horizontais com altura da escavação constante ($H=5,0\text{m}$) e variando a espessura da parede (MAF).	79
Figura 3.23 - Deslocamento da Parede, com espessura de 65cm e altura de escavação variando – Método do Apoio Livre (MAL).	80
Figura 3.24 - Deslocamento da parede, altura de escavação de 5m e espessura de parede variando – Método do Apoio Livre (MAL).	81
Figura 3.25 - Deslocamento da parede, com espessura de 65cm e altura de escavação variando – Método do Apoio Fixo (MAF).	82
Figura 3.26 - Deslocamento da parede, altura de escavação de 5m e espessura de parede variando – Método do Apoio Fixo (MAF).	82
Figura 3.27 - Perfil de recalques para paredes com espessura de 65cm e diferentes alturas de escavação, com ficha compatível com o Método do Apoio Livre (MAL).	84
Figura 3.28 - Levantamento do solo superficial atrás da parede com base na análise de escavação de Potts e Fourie (1984) com (a) $K_0 = 2$ e (b) $K_0 = 0,5$.	84
Figura 3.29 - Perfil de recalques para paredes rugosas com espessura de 65cm e diferentes alturas de escavação, ficha compatível com o Método do Apoio Livre (MAL).	85

Figura 3.30 - Perfil de recalques para a profundidade de escavação de 5m, espessura de parede rugosa variável, com ficha compatível com o cálculo pelo MAL.....	86
Figura 4.1– Seção Transversal Típica – Tijuca, Jucá (1981)	90
Figura 4.2 – Curvas tensão desviadora x deformação axial dos ensaios triaxiais, Alves (1982).....	92
Figura 4.3 – Recalques medidos – Tijuca (Setor III – Lote 23), Jucá (1981)	93
Figura 4.4 – Deslocamentos horizontais medidos – Tijuca (Setor III – Lote 23), Jucá (1981).....	94
Figura 5.1– Perfil de Recalques por Bowles (1988).....	97
Figura 5.2 – Perfil de recalques proposto por Clough e O’Rourke (1990)	98
Figura 5.3– Perfil de recalques proposto por Hsieh e Ou (1998), para valor de recalque máximo de $\delta_{vm} = 0,75 \delta_{hm}$	101
Figura 5.4 – Comparação entre perfis de recalques propostos para a etapa 1 da escavação.	102
Figura 5.5– Comparação entre perfis de recalques propostos para etapa 2 da escavação.	103
Figura 5.6 – Comparação entre perfis de recalques propostos para etapa 3 da escavação.	104
Figura 5.7 – Comparação entre perfis de recalques propostos para etapa 4 da escavação.	104
Figura 6.1- Geometria utilizada na modelagem no programa Plaxis.....	108
Figura 6.2- Malha de elementos finitos gerada pelo programa Plaxis.....	108
Figura 6.3- Reprodução das curvas $\sigma_{desv} \times \epsilon_a$ de ensaios triaxiais pelo modelo Hardening-Soil.	112
Figura 6.4- Etapas de escavação.....	115
Figura 6.5 – Distribuição dos deslocamentos horizontais com a profundidade (4ª etapa).....	116
Figura 6.6 – Diagrama de poropressões previstas, hidrostáticas e diagrama simplificado.....	117
Figura 6.7- Carregamentos simplificados para cada etapa da escavação.....	118
Figura 6.8 – Deslocamentos horizontais com a profundidade, para diferentes valores de R_{inter} (4ªetapa)	119
Figura 6.9 –Variação dos recalques com a distância da parede para diferentes valores de R_{inter} (4ªetapa).....	120
Figura 6.10 – Deslocamentos horizontais com a profundidade, para diferentes valores de k_0 (4ªetapa)	121
Figura 6.11 – Deslocamentos horizontais com a profundidade, variando o coeficiente de Poisson (ν) (4ªetapa).....	122
Figura 6.12 – Variação dos recalques com a distância da parede para diferentes valores de coeficiente de Poisson (ν) (4ª etapa)	123
Figura 6.13- Deslocamentos horizontais com a profundidade para cada etapa de escavação	125
Figura 6.14- Gráficos Distância da escavação x Recalque para cada etapa de escavação ($\nu=var$) .	127
Figura 6.15- Gráficos Distância da escavação x Recalque para cada etapa de escavação ($\nu=0,3$) .	128
Figura 6.16- Perfis de recalque: métodos empíricos x análise numérica	130
Figura A.1- Reprodução das curvas $\sigma_{desv} \times \epsilon_a$ de ensaios triaxiais pelo modelo <i>Hardening-Soil</i>	146
Figura B. 1 – Traçado da rede de fluxo.....	147
Figura B. 2- Traçado do diagrama simplificado	148

Lista de Tabelas

Tabela 2.1 - Comparação entre os diversos métodos de análise (girar a tabela).....	52
Tabela 3.1 – Parâmetros representativos dos materiais envolvidos na modelagem de uma escavação escorada típica	70
Tabela 3.2 – Resultados analíticos (MAL) e numéricos (Plaxis) dos esforços (A) na ancoragem.....	71
Tabela 3.3 – Resultados analíticos (MAF) e numéricos (Plaxis) dos esforços (A) na ancoragem.....	71
Tabela 3.4 – Resultados analíticos (MAL) e numéricos (Plaxis) dos momentos máximos.....	73
Tabela 3.5 – Resultados analíticos (MAF) e numéricos (Plaxis) dos momentos máximos.....	73
Tabela 4.1 – Características dos corpos de prova e resultados ensaios triaxiais CD (Alves, 1982) ...	91
Tabela 5.1– Valores estimados de A e V_s	96
Tabela 5.2- Valores calculados de recalques máximos (δ_{vm}).	96
Tabela 5.3 – Recalques previstos em cada etapa a diferentes distâncias da parede.....	97
Tabela 5.4– Recalques máximos (δ_{vm}) obtidos da instrumentação em cada etapa.	98
Tabela 5.5 - Recalques de cada etapa em diferentes distâncias à parede.....	98
Tabela 5.6– Máxima deformação lateral da parede para cada etapa, valores experimentais.	99
Tabela 5.7– Estimativa do recalque máximo para cada etapa (valores em mm).....	99
Tabela 5.8– Estimativa do recalque máximo para cada etapa (valores em mm).....	100
Tabela 5.9 – Estimativa do volume da bacia de recalques para cada etapa, por diferentes métodos.	106
Tabela 6.1 – Parâmetros utilizados na modelagem da parede, da escora e do piso.....	110
Tabela 6.2 – Parâmetros utilizados na modelagem pelo modelo de Mohr –Coulomb.....	111
Tabela 6.3- Parâmetros da areia argilosa adotados para o modelo <i>Hardening-Soil</i>	113
Tabela 6.4- Volumes de bacias de recalque (m^3/m).....	131
Tabela 6.5- Deslocamentos horizontais e recalques máximos determinados pela modelagem.....	133
Tabela 6.6- Deslocamentos horizontais e recalques máximos determinados pela instrumentação ..	133
Tabela A.1 – Determinação dos Parâmetros do Modelo	144
Tabela A.2 - Dados experimentais:.....	145
Tabela A.3 - Determinação de ε a partir da Eq A.2 do modelo HS:.....	145
Tabela B. 1 – Valores de H_{alt} , H_{total} , H_{piez} e u para os pontos da rede de fluxo.....	148

Lista de Símbolos

A	Esforços na ancoragem
A	Área da deflexão lateral da parede
A_c	Área da bacia de deflexão horizontal da parede em balanço
A_s	Área da bacia de deflexão horizontal da parede profunda
α	Parâmetro auxiliar
α_B	Coefficiente de influência da largura da cava
α_D	Coefficiente de influência da profundidade da camada resistente
α_m	Coefficiente de influência do módulo de compressibilidade do solo
α_P	Coefficiente de influência da pré-compressão das estacas
α_S	Coefficiente de influência da rigidez da escora
α_w	Coefficiente de influência da rigidez da cortina
B	Largura da escavação
B	Parâmetro de poro pressão
c	Coesão
d	Distância da escavação
D	Zona de influência dos recalques
δ_h	Deslocamento horizontal
δ_v	Deslocamento vertical
δ_{hm}	Deslocamento horizontal máximo
δ_{vm}	Deslocamento vertical máximo
Δ	Alongamento
E	Módulo de elasticidade
E_{oed}	Módulo oedométrico
E_{oed}^{ref}	Módulo oedométrico de referência
E^{50}	Módulo de Young correspondente a 50% da tensão de ruptura
E_{50}^{ref}	Módulo de Young correspondente a 50% da tensão de ruptura de referência
E_{ur}^{ref}	Módulo de descarregamento de referência
e	Espessura da parede
ε_h	Deformação horizontal
ε_v	Deformação vertical
ε_r	Deformação na ruptura
F.S.	Fator de segurança
F	Comprimento da ficha

f	Função de plastificação
ϕ	ângulo de atrito
G	Módulo cisalhante
γ	Peso específico
h	Altura do corpo de prova
H_0	Comprimento total da parede
H_e	Profundidade da escavação
H_1	Profundidade do deslocamento horizontal máximo
I	Momento de inércia
k	Coeficiente de permeabilidade
K	Módulo volumétrico
K_0	Coeficiente de empuxo no repouso
K_a	Coeficiente de empuxo ativo
K_p	Coeficiente de empuxo passivo
L	Comprimento
m	Potência (da eq.3.19)
M_{max}	Momento máximo
N_b	Número de estabilidade
N_{cb}	Valor crítico do número de estabilidade
N_{SPT}	Resistência à penetração do amostrador padrão
ν	Coeficiente de Poisson
p_{ref}	Tensão confinante de referência
p_p	Tensão de pré-adensamento
q	Tensão desviadora
q_a	Assíntota da resistência ao cisalhamento
R_{inter}	Fator de redução de resistência da interface
s	Espaçamento horizontal entre escoras
s_u	Resistência não drenada
σ_h	Tensão horizontal
σ_v	Tensão vertical
σ_d	Tensão desviadora
σ_1	Tensão principal maior
σ_3	Tensão principal menor
σ_1'	Tensão efetiva principal maior
σ_3'	Tensão efetiva principal menor
τ_{vh}	Tensão cisalhante

V	Volume deslocado
V_s	Massa de solo movimentada lateralmente
ψ	ângulo de dilatação
w_i	Umidade inicial
w_f	Umidade final
w	Peso relativo

Lista de Abreviaturas

FEN	Faculdade de Engenharia
MAL	Método do Apoio Livre
MAF	Método do Apoio Fixo
MEF	Método dos Elementos Finitos
NGI	Norwegian Geotechnical Institute
PGECIV	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
UERJ	Universidade do Estado do Rio de Janeiro

“Grandes realizações são possíveis quando se dá atenção aos pequenos começos.”

Lao Tsé

1. Introdução

1.1. Generalidades

Escavações profundas são executadas com certa freqüência em áreas urbanas densamente edificadas, nas proximidades de construções existentes.

As principais funções dos sistemas de suporte das escavações são garantir a estabilidade e restringir movimentos do maciço de solo adjacente. Neste sentido, o controle dos recalques superficiais no entorno da região escavada é um aspecto essencial tanto por ocasião do projeto, como durante a execução, uma vez que danos que por ventura aconteçam podem comprometer não apenas a funcionalidade, mas também a própria estabilidade das construções vizinhas. A ocorrência de recalques elevados pode resultar na necessidade de obras de recuperação e reforço das construções vizinhas, gerando atrasos no cronograma original da obra além de custos não previstos.

A distribuição dos recalques superficiais deve ser estimada por ocasião do projeto, de forma a se poder vislumbrar sua influência nas construções vizinhas e nas redes de utilidades públicas locais. A previsão destes recalques costuma ser procedida através de métodos empíricos e modelagem pelo Método dos Elementos Finitos.

Segundo Hsieh e Ou (1998) os métodos empíricos apresentam como vantagem o fato de considerarem todos os fatores que contribuem para a ocorrência dos recalques, uma vez que eles se baseiam nos valores dos recalques finais observados. Por outro lado, O'Rourke (1981) ressalta que embora os movimentos laterais se relacionem aos recalques superficiais, formando a base conceitual da maioria das análises e modelagens de escavações pelo MEF (Método dos Elementos Finitos), escavações profundas são comumente executadas simultaneamente a outras atividades que causam movimentos, como: relocação e reforço de redes públicas, rebaixamento do nível d'água acima e abaixo do nível da escavação, construção da parede da vala, bem como instalação de fundações profundas. O autor salienta que em alguns casos os movimentos associados à preparação do terreno superam aqueles que resultam do processo de escavação e escoramento.

Cabe destacar que na literatura há vários relatos de autores que afirmam que embora o Método dos Elementos Finitos seja capaz de prever os deslocamentos horizontais das paredes de forma razoável, as previsões de recalque não são tão satisfatórias.

O objetivo desta dissertação é contribuir para uma análise mais profunda sobre os efeitos das escavações nos recalques do maciço adjacente. Serão analisados os métodos

empíricos mais comumente utilizados e procedida uma comparação, para um caso de obra descrito por Jucá (1981) e Alves (1982), entre os resultados experimentais e a aplicação tanto dos métodos empíricos estudados como da análise numérica através do Método dos Elementos Finitos.

1.2. Estrutura da Dissertação

Após esta introdução é apresentada no capítulo 2 uma revisão bibliográfica sobre o assunto, onde se procurou resumir as contribuições mais importantes, apresentando-as em ordem cronológica. Ao final do capítulo é apresentado um quadro resumo contemplando os principais métodos empíricos analisados, seus aspectos principais de interesse para a previsão do recalque máximo e da distribuição dos recalques nas vizinhanças da área escavada.

O capítulo 3 destaca as informações relevantes acerca da ferramenta numérica utilizada na presente pesquisa. São incluídos os aspectos gerais da formulação do Método dos Elementos Finitos, uma descrição resumida do Programa Plaxis e uma análise da validação do programa aplicada ao dimensionamento corrente de paredes escoradas. Nesta validação procura-se comparar os resultados da aplicação do método do apoio livre e do método do apoio fixo aos resultados obtidos pelo programa Plaxis.

O capítulo 4 resume o caso de obra analisado nesta dissertação, obtido dos registros da etapa inicial da obra do Metrô do Rio de Janeiro detalhados por Jucá (1981), Alves (1982), Soares (1978), Soares e Carim (1978), entre outros. Neste capítulo se faz também uma descrição resumida da caracterização geotécnica e dos ensaios de interesse à previsão do comportamento do subsolo local.

O capítulo 5 trata da previsão dos recalques superficiais máximos e sua distribuição com a distância à face da parede a partir dos métodos empíricos, procurando comparar os resultados obtidos e verificar os métodos que apresentam uma melhor adequação aos resultados experimentais para cada uma das etapas executivas.

O capítulo 6 analisa os resultados obtidos com a aplicação do Método dos Elementos Finitos, comparando-os com os dados experimentais e com as previsões anteriores, obtidas dos métodos empíricos.

Finalmente, o capítulo 7 resume as principais conclusões do trabalho, sugerindo alguns aspectos ainda não bem compreendidos como temas para pesquisas futuras.

2. Revisão Bibliográfica

2.1. Contribuição de diversos autores

A seguir serão apresentados os métodos empíricos propostos por diversos autores para previsão de recalques ocasionados por uma escavação.

O trabalho de Caspe (1966) é citado por vários pesquisadores como sendo o primeiro que apresenta uma proposta para previsão de recalques superficiais junto a escavações escoradas.

Caspe (1966) faz primeiramente uma análise da movimentação da cunha ativa pelas soluções até então existentes baseadas nas teorias de Rankine ou Coulomb. O autor considera que o volume da cunha ativa (Figura 2.1) se mantém o mesmo, resultando num volume do perfil de recalque (área $aefg$) igual ao volume da deformada horizontal da parede (área $abcd$). Segundo Caspe (1966), os resultados desta análise não são compatíveis com as medições de campo disponíveis em escavações escoradas. De fato, as escavações escoradas apresentam um comportamento diferente de uma estrutura de arrimo. A escavação escorada, segundo o autor, gira em torno do seu topo, “segurando” a massa deslizante e impedindo sua movimentação. O processo de escavação e escoramento resulta num movimento para dentro da escavação no trecho inferior, ainda não escorado, até o final da escavação. As estruturas de arrimo, ao contrário, apresentam um movimento de rotação ao redor do pé.

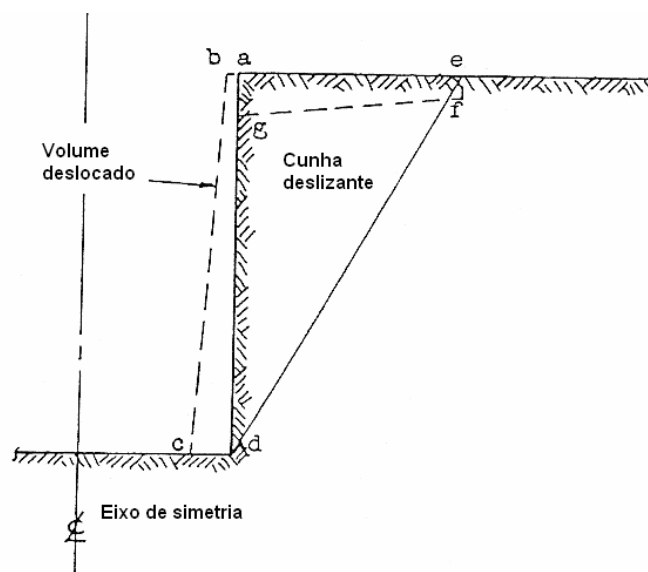


Figura 2.1- Zona de influência da cunha deslizante, Caspe (1966)

Caspe (1966) propôs uma solução para a estimativa dos recalques superficiais causados por escavações, designada como um procedimento “semi-gráfico”. Neste procedimento, o autor divide a cunha deslizante, considerada como tendo um trecho em forma espiral logarítmica, em fatias horizontais, como indica a Figura 2.2. Segundo Caspe (1966), apesar da zona A da Figura 2.2 corresponder a um estado de equilíbrio plástico, as movimentações do maciço de solo necessárias para alcançar este estágio são pequenas e podem ser desprezadas. O autor salienta que a massa de solo pode ser considerada como um corpo elástico com alta tensão de compressão horizontal transmitida através da cunha mcd. Qualquer movimento da parede durante a escavação, segundo o autor, tenderá a distender as fatias de solo uniformemente, ao longo do comprimento das fatias, reduzindo a magnitude das tensões de compressão horizontais.

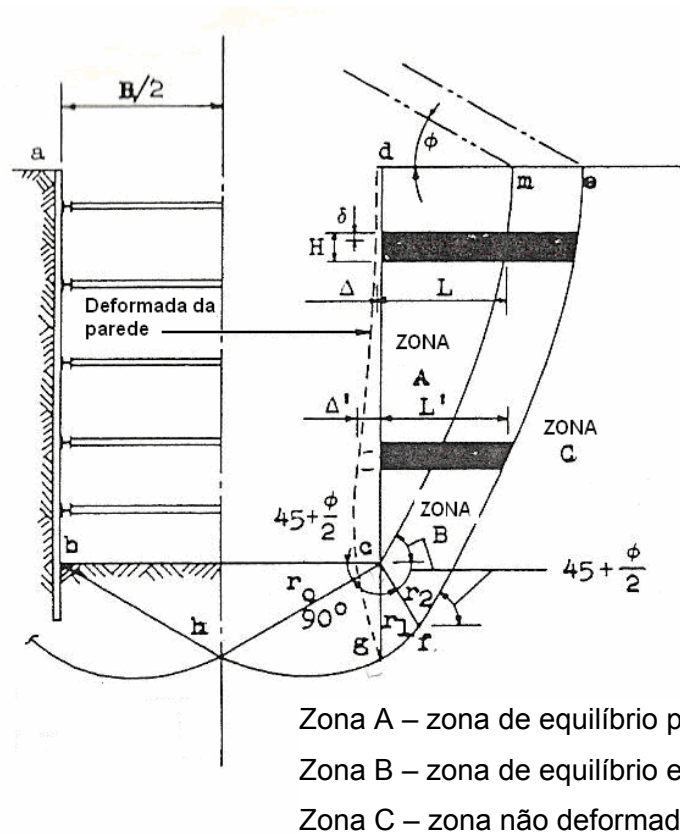


Figura 2.2 - Zonas teóricas do maciço de solo atrás da cortina, Caspe (1966)

Se a fatia horizontal sofre um alongamento Δ , a deformação horizontal, pode ser escrita como (Caspe, 1966):

$$\varepsilon_h = \frac{\Delta}{L}$$

Eq 2.1

A deformação vertical é relacionada com a horizontal pelo coeficiente de Poisson (ν):

$$\varepsilon_v = \nu \cdot \varepsilon_h = \nu \cdot \left(\frac{\Delta}{L} \right) \quad \text{Eq 2.2}$$

Como: $\varepsilon_v = \frac{\delta}{H}$ Eq 2.3

$$\delta = \nu \cdot \left(H \cdot \frac{\Delta}{L} \right) \quad \text{Eq 2.4}$$

onde: δ = deslocamento vertical da fatia.

Segundo Caspe (1966), o coeficiente de Poisson pode ser estimado em 0,30 a 0,36 para areias e entre 0,40 e 0,45 para argilas.

Caspe (1966) admite que o processo de escavação tenha uma influência desprezível no estado de tensões do solo além da zona B (zona de equilíbrio elástico). O autor considera razoável, então, definir o limite da zona B como a massa de solo que contribui ao movimento de levantamento de fundo da escavação, ilustrada na Figura 2.2.

O procedimento simplificado de Caspe (1966) considera a influência de cada uma das fatias horizontais, no cálculo do encurtamento vertical de cada fatia, considerando o recalque como a soma dos encurtamentos de todas as fatias.

Caspe (1966) apresenta um exemplo de aplicação do procedimento a um caso de obra registrado por Peck (1943) durante a construção do Metrô de Chicago, comparando na Figura 2.3, os recalques calculados com os observados por Peck (1943).

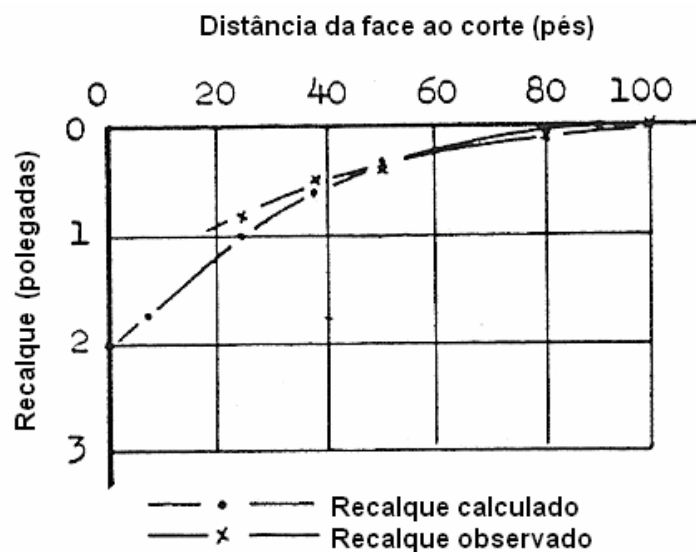


Figura 2.3 - Recalque versus distância à parede, Caspe (1966)

Em seguida à contribuição de Caspe (1966), cabe destacar o trabalho clássico (State-of-the-Art) de Peck (1969), citado em praticamente todas as publicações posteriores que abordam este tema.

Neste trabalho, Peck (1969) analisa os vários métodos executivos utilizados até então, as alternativas para estimativa de recalques e movimentos do solo arrimado, além de reunir dados de observações de movimentos que norteiam sugestões propostas pelo autor para verificações de projeto. Neste item, serão enfocados apenas alguns aspectos deste extenso trabalho de Peck (1969) relacionados ao presente tema, uma vez que o trabalho original é bastante amplo, tratando de vários assuntos de importância não só às escavações profundas, mas também às escavações de túneis.

Peck (1969) ressalta que os movimentos no entorno de uma escavação profunda são responsáveis pelos recalques superficiais do terrapleno adjacente e, assim, para evitar danos às instalações superficiais ou verificar a necessidade de reforço das estruturas vizinhas há necessidade de se estimar os recalques e seu padrão de distribuição. O autor destaca que os recalques dependem das propriedades do solo, das dimensões da escavação, dos procedimentos utilizados na escavação (e escoramento) e da qualidade dos serviços executados.

Experiências anteriores em argilas plásticas indicam, segundo o autor, um padrão de deformação consistente com a remoção do material escavado; a descompressão do solo abaixo da escavação causa a tendência de levantamento do fundo e de movimentação interna das paredes laterais, com conseqüente recalque do solo superficial nas vizinhanças da cava. A partir da observação de casos de obras, especialmente aquelas executadas em Oslo e descritas em relatórios do NGI (Norwegian Geotechnical Institute), o autor verificou que o volume da deformada de recalques nas proximidades da cava era aproximadamente igual ao volume da deformada dos movimentos horizontais das paredes, no sentido da escavação. Os movimentos horizontais das paredes estando, por sua vez, relacionados ao volume correspondente ao levantamento do fundo da escavação. Tais observações levaram o autor à conclusão de que a redução dos recalques só poderia se dar com a redução dos movimentos laterais e de fundo das escavações.

Peck (1969) destaca que em horizontes de solos diferentes de argilas plásticas, os volumes das deformadas de recalque e de movimentos laterais podem não ser iguais. No entanto, mesmo para estes solos de diferentes características, a redução dos recalques pode ser alcançada mais efetivamente pela redução dos movimentos laterais das paredes da escavação. O autor revela ainda que a experiência mostra que a rigidez de estacas metálicas usualmente utilizadas em cortinas de escoramento, mesmo de seção robusta, não é elevada o suficiente para apresentar um efeito significativo na redução da magnitude da movimentação lateral. Por outro lado, os movimentos laterais podem ser reduzidos de forma

substancial com a presença de escoramento com menores vãos no sentido vertical. Porém, o citado autor ressalta que a variável mais importante que determina o valor dos movimentos não é a rigidez das paredes do escoramento ou o espaçamento vertical das escoras, mas as características do solo local.

Peck (1969) analisa, separadamente, os registros disponíveis de movimentos laterais nos casos de escavações em areias, em areias com finos, em argilas moles a médias e em argilas rijas. O autor observa que os movimentos laterais associados a argilas muito moles a médias excedem substancialmente aqueles de solos arenosos com finos, ou arenosos, principalmente em escavações profundas e anteriormente à instalação do primeiro nível de escoramento. Estas observações parecem justificar recomendações anteriores de Peck (1943) e Ward (1955) de que a primeira linha de escoramento deve ser posicionada antes que a escavação exceda a profundidade de $2s_u/\gamma$.

Peck (1969) também lembra ser comum manter uma berma no interior da cava, em escavações largas, à medida que a escavação avança na parte central, até a concretagem da laje de fundo. Escoras inclinadas são, então, posicionadas, paralelamente ao talude da berma, da extremidade da laje de fundação até um vigamento posicionado na cortina, próximo ao nível do terreno. A escavação prossegue então em nichos, à medida que a berma vai sendo escavada e escoras inclinadas adicionais vão sendo inseridas. Para reduzir os movimentos adjacentes à escavação, pode ser necessária a manutenção de grandes bermas, removidas apenas quando as escoras inclinadas superiores já tiverem sido instaladas. O autor mostra casos de obra em que a pré-compressão de escoras inclinadas evitou deslocamentos horizontais adicionais, no sentido da escavação, na parte superior da cortina.

Peck (1969) resume suas recomendações com alguns comentários e com a apresentação da Figura 2.4 que, até hoje, é utilizada e referenciada nos artigos publicados sobre o assunto, detalhados a seguir:

- Recalques adjacentes a escavações em horizontes de areia densa apresentam pequena magnitude, sem maiores conseqüências.

- Recalques em areias fofas ou pedregulhos podem ser da ordem de 0,5% da profundidade da cava. Por outro lado, quando não há um controle da água subterrânea, recalques elevados, de natureza errática e com conseqüências danosas podem ocorrer devido ao fluxo, com carreamento de areia para o interior da cava.

- A disponibilidade de muito mais informação acerca de recalques imediatos nas proximidades de escavações em argilas plásticas, em relação aos demais tipos de solos, é uma indicação de que os recalques associados a argilas plásticas são substancialmente maiores. Além disso, recalques adicionais podem ocorrer por efeito do adensamento.

Peck (1969) sugere que uma estimativa dos recalques, bem como de sua distribuição com a distância à cava, de grande interesse prático, pode ser feita através da Figura 2.4. Nesta figura, na qual os recalques e as distâncias são indicadas de forma adimensional, em função da profundidade da cava, o autor caracterizou três zonas distintas. A zona I corresponde aos casos de escavações em areias e argilas médias a duras, com média qualidade de execução. A zona II reúne casos de argilas moles a muito moles, mas de profundidade limitada abaixo do nível do fundo da escavação, ou com profundidade significativa abaixo do fundo da escavação, mas com $N_b < N_{cb}$, sendo $N_b = \gamma H / S_u$ e N_{cb} o valor crítico para levantamento de fundo. A zona III reúne os casos de argilas muito moles até uma profundidade significativa abaixo do nível da escavação, com $N_b > N_{cb}$.

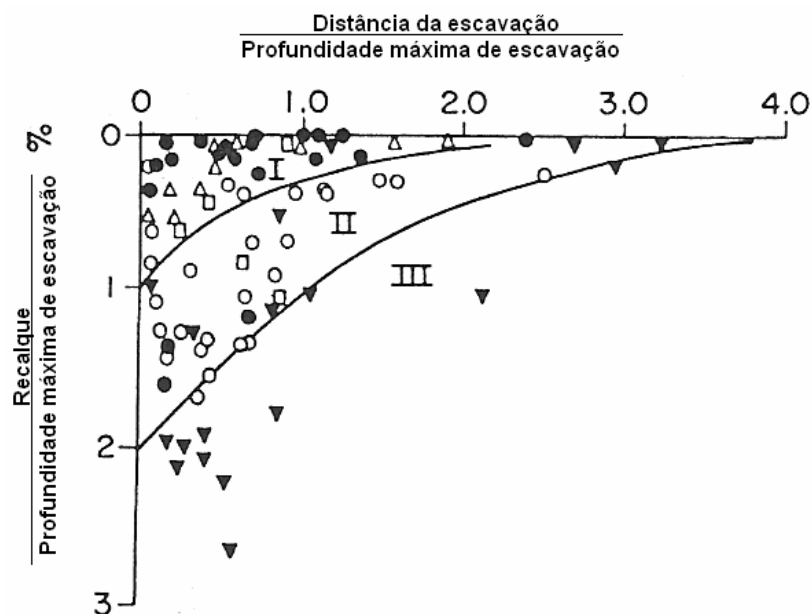


Figura 2.4 - Recalques adjacentes a uma cava, em função da distância à face da escavação.

A Figura 2.4, segundo Peck (1969), permite a estimativa grosseira dos recalques esperados sob várias condições. Recalques por adensamento durante o período construtivo também estão incorporados na figura. Para argilas moles, recalques da ordem de até 2% da profundidade da cava podem ocorrer em distâncias de 3 a 4 vezes a profundidade da cava.

Peck (1969) ressalta também que a inserção rápida de estroncas logo após cada estágio de escavação, e a pequenos espaçamentos verticais, pode minimizar os deslocamentos horizontais para dentro da escavação. A inserção de cada estronca restringe os movimentos da cortina enquanto o próximo estágio é executado. Tão logo o próximo escoramento inferior é colocado, aquele que o precedeu não é mais tão efetivo na redução dos movimentos em profundidade. Em muitas situações, o autor salienta que o escoramento superior pode ser removido sem apreciável mudança no padrão de deformação, desde que

os perfis verticais, vigas de solidarização e escoras remanescentes possam suportar as cargas adicionais a que serão submetidos.

Peck (1969) conclui que os menores recalques que podem ser esperados, no caso de escavações realizadas utilizando boa técnica executiva, variam consideravelmente com o tipo de solo. Os recalques esperados são desprezíveis, quando adjacentes à cavas em areias densas e argilas rijas. Porém, os recalques podem ser excessivos, adjacentes à cavas em argilas plásticas. Estes recalques só podem ser reduzidos mediante uma mudança radical nos procedimentos construtivos. O autor salienta ainda que recalques adjacentes a cavas abertas em areias podem ser causados por perda de material associada à percolação. Sua prevenção consiste na melhoria do controle da água do subsolo e na atenção cuidadosa de detalhes construtivos. Se recalques desta natureza não ocorrerem, recalques regulares e previsíveis podem ser obtidos. Os recalques são decorrentes de deslocamentos na massa de solo associados à remoção de material. Os recalques podem ser reduzidos, até certo ponto, pela inserção de suportes através de escoramentos, tão breve quanto possível, em pequenos espaçamentos.

Após o artigo de Peck (1969), foram desenvolvidos diversos métodos empíricos para determinação de recalques gerados por escavações vizinhas.

D'Appolonia (1971) analisou os efeitos da construção de fundações em estruturas próximas, tendo incluído aspectos relativos a movimentos causados por escavações. O autor ressaltou a importância da instrumentação de campo como essencial para nortear previsões de comportamento e para guiar a avaliação do desempenho da obra.

O'Rourke (1981) analisa os movimentos no solo causados por escavações escoradas, com ênfase à influência do processo construtivo. O padrão de deformação da parede de escoramento é relacionado ao padrão de recalque da superfície do solo vizinho. O autor reúne casos de obra em areias e argilas e tece recomendações para o controle dos movimentos em função dos dados observados.

O'Rourke (1981) ressalta que embora os movimentos laterais se relacionem aos recalques superficiais, formando a base conceitual da maioria das análises e modelagens de escavações pelo MEF (Método dos Elementos Finitos), escavações profundas são comumente executadas simultaneamente a outras atividades que causam movimentos, como: relocação e reforço de redes públicas, rebaixamento do nível d'água acima e abaixo do nível da escavação, construção da parede da vala, bem como instalação de fundações profundas. Em alguns casos, reportados pelo autor, os movimentos associados à preparação do terreno superam aqueles que resultam do processo de escavação e escoramento.

O'Rourke (1981) distingue os padrões gerais de movimentos que ocorrem em estágios distintos de escavação. O estágio (1) é definido pelo autor como a escavação

inicial, antes do escoramento; o estágio (2) corresponde à escavação até a profundidade final, com as escoras superiores já instaladas; o estágio (3) é relacionado à retirada do escoramento. A Figura 2.5 mostra os movimentos horizontais da parede e deformações horizontais na massa de solo obtidos da instrumentação de um caso de obra, sendo os dois principais modos de deformação da parede mostrados na Figura 2.5(d).

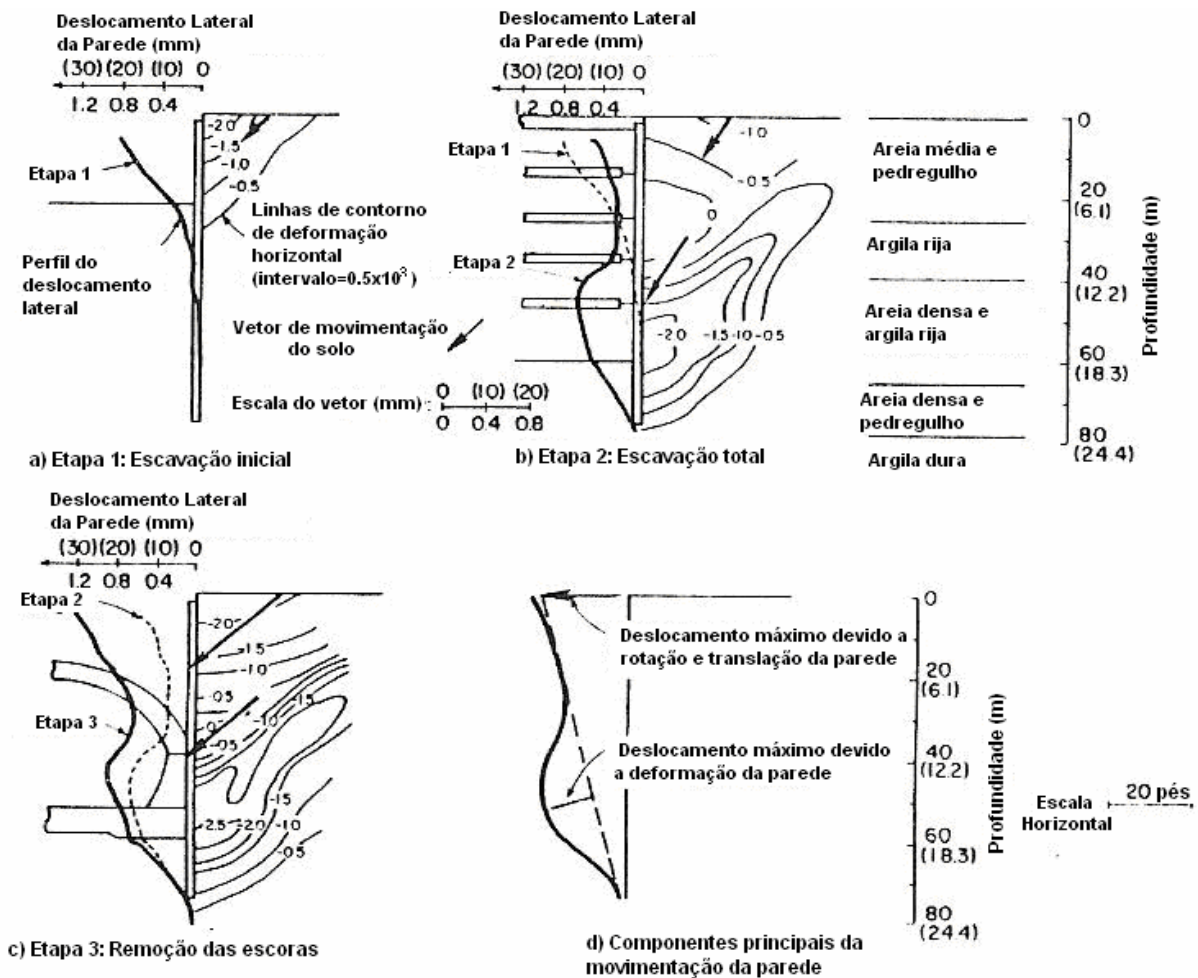


Figura 2.5 – Deformações horizontais associadas a vários estágios de escavação, O'Rourke (1981)

O'Rourke (1981) salienta que no estágio (1), escavação inicial sem escoramento, a deformação da parede é do tipo em balanço, as deformações no solo refletindo este modo de deformação, decrescendo com a profundidade e com a distância da parede. Com a colocação das escoras, estágio (2), os movimentos laterais adicionais da parte superior da parede são restringidos. A pré-compressão das escoras superiores reduz os movimentos, causando a recompressão do solo. Na parte profunda da escavação, os movimentos para dentro da cava causam distensões no solo, com contornos inclinados a cerca de 45°. Com a remoção das escoras inferiores, estágio (3), movimentos adicionais da parede ocorrem para

dentro da escavação. Com a retirada das escoras superiores, a parede é suportada no trecho inferior pela estrutura executada resultando numa deformação do tipo em balanço no topo da parede. O autor ressalta que pelo fato das deformações no solo estarem intimamente relacionadas aos modos de deformação da parede, se torna útil desenvolver uma relação quantitativa entre o padrão de movimento da parede e o movimento do solo na superfície da escavação.

O'Rourke (1981) observou, através de análise de casos de obra, valores limites da razão movimento horizontal/movimento vertical (δ_h/δ_v) da ordem de 0,6 a 1,6. A menor razão, 0,6, corresponde a deformadas de parede associadas apenas a movimentos na parte mais profunda, enquanto a maior razão corresponde a deformadas do tipo em balanço.

O'Rourke (1981) ressalta, também, que uma vez que os recalques e movimentos laterais estão intimamente relacionados, é importante entender como a deformada da parede é influenciada pelos processos de escavação e escoramento. Em seu estudo dos fatores que mais influenciam os movimentos, o autor apresenta uma análise da influência da rigidez do escoramento, da profundidade da escavação abaixo da escora inferior e do uso de bermas. O autor salienta que a pré-compressão das escoras é essencial à restrição da movimentação da parede. Porém, cargas muito elevadas de protensão podem causar concentração de empuxos locais que excedem as tensões de projeto. Na maioria dos casos, uma protensão de 50% da carga de projeto é suficiente para restringir a movimentação no nível do apoio e para evitar uma concentração de tensões com o aprofundamento da escavação. A limitação da profundidade da escavação abaixo do nível inferior de escoramento é também importante para minimizar movimentos, além da presença de bermas, uma vez que o intervalo de tempo entre a escavação do centro da cava e a instalação das escoras deve ser mínimo de forma a se controlar os movimentos.

Mana e Clough (1981) apresentam um método simplificado para a previsão de movimentos em escavações escoradas em argilas, baseado em comportamento de obras instrumentadas e suplementado com resultados de análise pelo MEF (Método dos Elementos Finitos).

Os autores verificaram, inicialmente, uma relação entre os deslocamentos horizontais máximos e a segurança ao levantamento de fundo, Figura 2.6

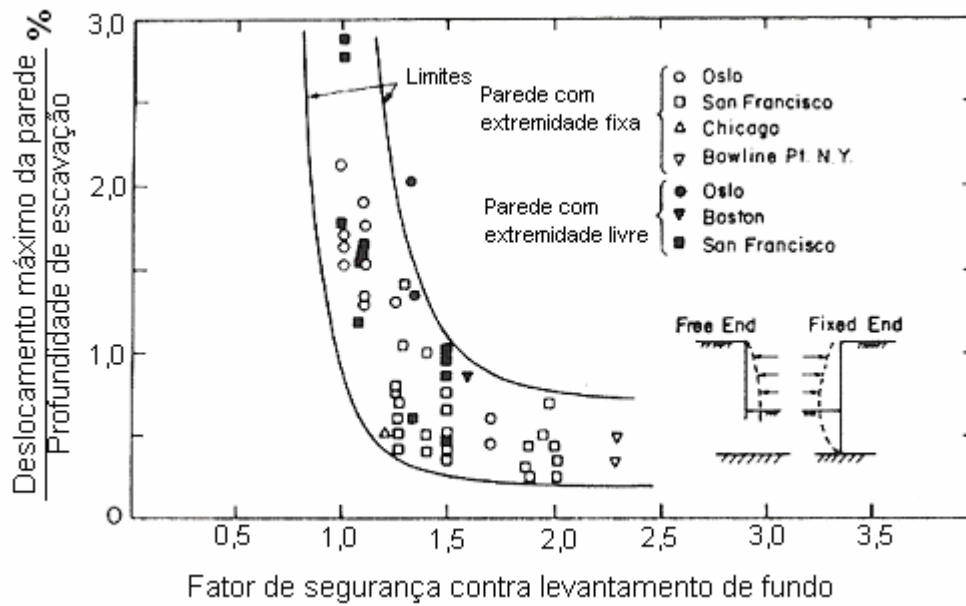


Figura 2.6 - Relação entre fator de segurança ao levantamento de fundo e deslocamento máximo da parede em termos adimensionais

A Figura 2.6 mostra que os movimentos aumentam rapidamente para fatores de segurança na faixa de 1,4 a 1,5, enquanto para elevados fatores de segurança (superiores a 1,8) os movimentos são da ordem de 0,5 %. Os autores concluem que os movimentos são predominantemente elásticos, para elevados fatores de segurança, e aumentam rapidamente para baixos fatores de segurança, como resultado da plastificação do solo. Os autores ressaltam também que, para os casos analisados, a extensão da ficha abaixo do nível da escavação teve pequena influência no nível de movimentação lateral da parede. Entretanto, o fator de segurança ao levantamento de fundo é um fator significativo nos movimentos laterais.

Mana e Clough (1981) estabeleceram também uma relação entre o máximo recalque superficial e a máxima movimentação lateral da parede para os casos analisados, ilustrada na Figura 2.7. Os citados autores salientam que, com base nas Figura 2.6 e Figura 2.7 pode-se estabelecer também uma relação entre os recalques superficiais e a segurança ao levantamento de fundo.

Mana e Clough (1981) empregaram o MEF para a análise da influência da rigidez da parede, do espaçamento e da rigidez do escoramento, da largura da escavação, da profundidade da escavação em relação à camada resistente, da rigidez e da distribuição de resistência do solo no comportamento das escavações escoradas.

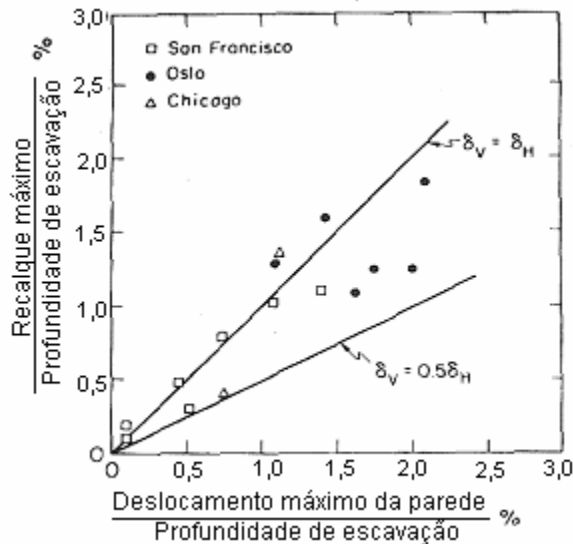


Figura 2.7 - Relação entre recalque superficial máximo e máxima movimentação lateral, dados de casos históricos, Manna e Clough (1981).

Em relação aos máximos movimentos horizontais em função da segurança ao levantamento de fundo, os autores apresentam na Figura 2.8 os resultados da análise pelo MEF para estágios intermediários e finais de escavação, excetuando o estágio da cortina em balanço, anterior à colocação da primeira linha de escoramento. Semelhantemente aos resultados experimentais da Figura 2.6, a Figura 2.8 mostra que a grandeza dos movimentos horizontais corresponde a um percentual da profundidade escavada, para elevados fatores de segurança, mas aumenta muito rapidamente para fatores de segurança ao levantamento de fundo inferiores a 1,5. Os autores também observaram, na análise numérica, um pequeno efeito da penetração da cortina, ou condição de contorno da extremidade inferior, semelhantemente ao observado com os dados experimentais.

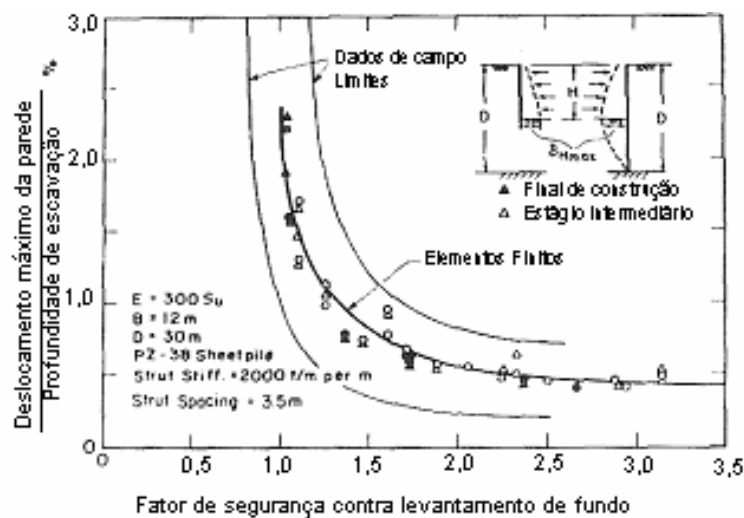


Figura 2.8 – Relação entre fator de segurança ao levantamento de fundo e movimentação lateral máxima da cortina (Manna e Clough, 1981).

Mana e Clough (1981) observaram, na análise numérica, recalques superficiais máximos da ordem de 0,4 a 0,8 dos movimentos laterais máximos, Figura 2.9, enquanto a análise do banco de dados indicou, na Figura 2.7, valores da ordem de 0,5 a 1,0. Os autores atribuíram o pequeno aumento nos valores experimentais, aos efeitos da pequena parcela de adensamento e da passagem de tráfego ou sobrecargas atrás da cortina.

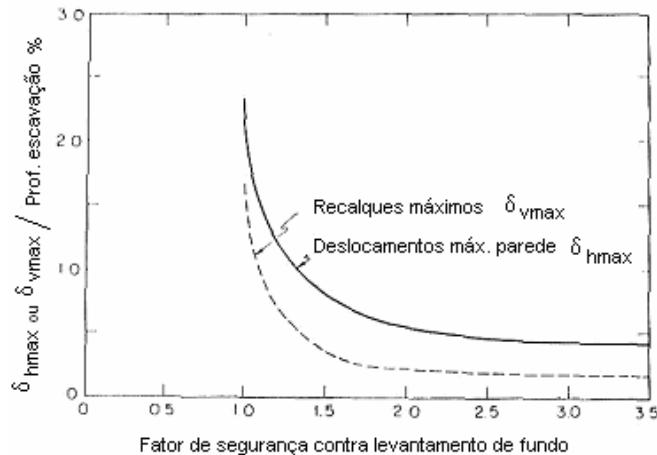


Figura 2.9 - Relação entre a máxima movimentação horizontal e máximo recalque superficial e a segurança ao levantamento de fundo (Mana e Clough, 1981).

Os autores concluíram, nas análises pelo MEF, que o aumento da rigidez da cortina, ou redução do espaçamento das escoras, reduz os movimentos, sendo mais significativo este efeito para menores fatores de segurança. O aumento da rigidez do escoramento também reduz os movimentos, mas o efeito diminui para valores muito altos de rigidez do escoramento. Os movimentos aumentam com a largura da escavação e profundidade da camada resistente. Quanto ao uso de pré-compressão nas estroncas, apesar de reduzir os movimentos, o emprego de altas tensões pode ser contra produtivo, pois os movimentos para dentro, nos níveis de apoio, podem causar danos às redes locais. Maiores módulos de elasticidade do solo também levam aos menores movimentos.

Mana e Clough (1981) salientam que entre os efeitos analisados, alguns podem ser controlados pelo projetista: a rigidez da parede, a rigidez do escoramento, o espaçamento entre as escoras e a sua pré-compressão. O ajuste destas variáveis, de forma a controlar os movimentos, consiste no objetivo do método de previsão dos movimentos estabelecido pelos citados autores para as escavações em argila.

Mana e Clough (1981) sugerem que, quando se deseja conhecer, além dos valores dos movimentos máximos, a deformada da parede e a bacia de recalques, estas informações podem ser também obtidas pelo MEF. A Figura 2.10, também proposta pelos autores, fornece uma envoltória da bacia de recalques observada nas análises paramétricas.

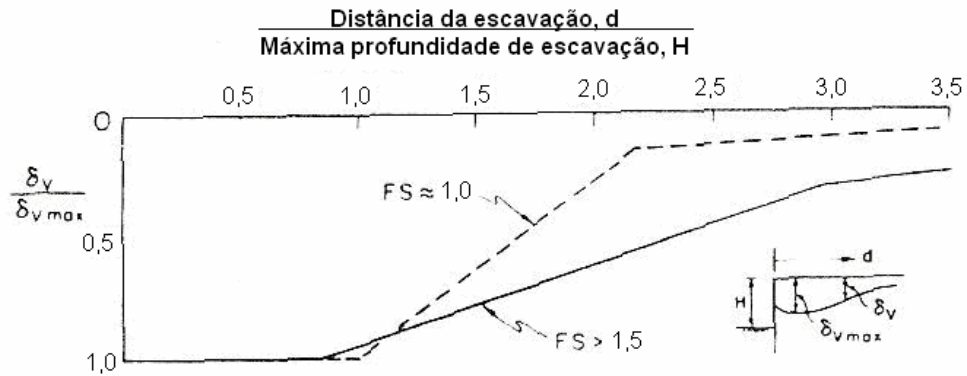


Figura 2.10 – Envoltória da bacia de recalques normalizada, Mana e Clough (1981)

Os citados autores estabeleceram um método simplificado para previsão dos deslocamentos com base nos estudos resumidos anteriormente, aplicável a escavações escoradas em depósitos de argilas moles a médias. O procedimento de previsão proposto envolve as seguintes etapas:

1. Avaliação do fator de segurança ao levantamento de fundo segundo Terzaghi (1943), no caso de solos isotrópicos, ou segundo Clough e Hansen (1981) para solos anisotrópicos, para cada estágio de escavação em que se deseja obter os deslocamentos. O fator de segurança de cada estágio deve ser utilizado nos procedimentos de previsão, exceto no caso onde o fator de segurança aumenta nos estágios finais, devido à presença de uma camada inferior resistente. Nesta situação, o fator de segurança a ser considerado é o menor que ocorre durante a escavação.
2. Estimativa do máximo deslocamento horizontal através da Figura 2.8. O valor do recalque superficial máximo pode ser também estimado diretamente, assumindo que ele é da ordem de 0,6 a 1,0 do deslocamento horizontal máximo.
3. Determinação da influência da rigidez da cortina, rigidez das escoras, profundidade da camada resistente e largura da cava, respectivamente, pelos coeficientes de influência α_W , α_S , α_D , e α_B , fornecidos pelos citados autores nas ilustrações de seu artigo.
4. Determinação do coeficiente de influência da carga de pré-compressão nas estroncas, α_P , através da proposta apresentada no trabalho dos citados autores.
5. Seleção de um valor de M , a ser multiplicado pela resistência não drenada da argila, para obtenção do módulo de elasticidade E do solo, necessário à obtenção do coeficiente de influência α_M . Os autores fornecem proposta para a seleção de M .
6. O valor do máximo deslocamento lateral revisado é dado por:

$$\delta H_{\text{máx}}^* = \delta H_{\text{máx}} \cdot \alpha_M \cdot \alpha_W \cdot \alpha_S \cdot \alpha_P \cdot \alpha_D \cdot \alpha_B \quad \text{Eq 2.5}$$

onde $\delta H_{\text{máx}}$ foi obtido no item 2 e $\delta H_{\text{máx}}^*$ é o valor revisado.

7. Um valor revisado do máximo recalque superficial pode ser obtido de $\delta H_{\text{máx}}^*$, assumindo a relação de 0,6 a 1,0 $\delta H_{\text{máx}}$.
8. A bacia de recalques pode ser estabelecida, a partir do valor de recalque obtido no item 7 e reproduzida na Figura 2.10.
9. A deformada da parede pode ser estimada com base em Hansen (1980) ou Mana (1980), citados por Mana e Clough (1981).

Jucá (1981) estudou a influência de escavações profundas nos recalques em edificações vizinhas a partir dos dados obtidos em instrumentação de campo e acompanhamento de diversos trechos do Metrô do Rio de Janeiro. O autor apresenta uma discussão acerca das principais causas dos recalques e procura quantificar a influência de parâmetros relevantes. Jucá (1981) verificou, em alguns trechos instrumentados, que a parcela do recalque devido ao adensamento pode ser da mesma ordem de grandeza da parcela proveniente da escavação. O autor verificou também que nos trechos instrumentados em que os recalques foram controlados pelos deslocamentos da parede, a resistência do solo e a rigidez do escoramento se mostraram como fatores de grande importância. Soares (1978) e Soares e Carim (1978) apresentaram uma análise preliminar das instrumentações do Metrô e anteciparam algumas das conclusões reportadas posteriormente por Jucá (1981) e Jucá (1982).

Bernardes (1982) apresentou um estudo paramétrico dos fatores que influenciam o comportamento de escavações escoradas em solos arenosos. O autor analisou a influência da rigidez do escoramento, da rigidez do solo, da metodologia construtiva, da profundidade da camada rígida e da largura da escavação. As análises foram feitas com o Programa “*Deep-Excavation*”, utilizando o MEF. Entre outros aspectos não relacionados diretamente ao tema central da presente pesquisa, Bernardes (1982) observou que os movimentos na superfície do terreno adjacente à escavação estão diretamente relacionados aos deslocamentos laterais da parede e diminuem com o aumento da rigidez da parede. Verificou também que os recalques superficiais adjacentes à escavação são muito influenciados pela profundidade da camada rígida.

Alves (1982) apresentou um estudo da estabilidade de valas escoradas por equilíbrio limite e pelo método dos elementos finitos. Entre outras análises Alves (1982) procedeu a uma simulação numérica do comportamento da escavação de um trecho do Metrô do Rio de Janeiro através de um modelo elástico não linear. Embora o objetivo básico de Alves (1982) tenha sido centrado na análise de estabilidade, os resultados obtidos também foram muito úteis às análises apresentadas em alguns capítulos desta dissertação.

Ehrlich (1987) ressalta que a rigidez e o comprimento da ficha do sistema de escoramento exercem influência direta nas movimentações e tensões atuantes no solo e cargas no escoramento, mostrando na Figura 2.11 um esquema ilustrativo.

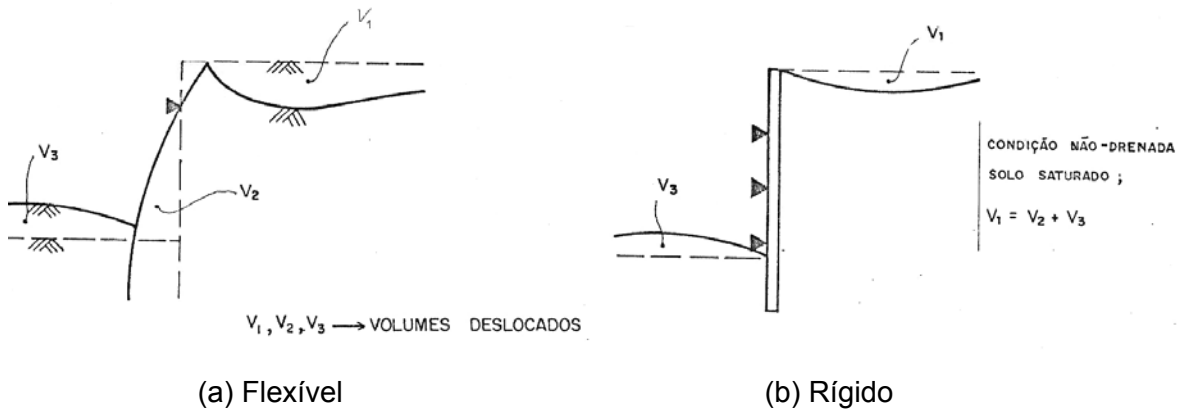


Figura 2.11 - Exemplos ilustrativos de Ehrlich (1987) da influência da rigidez do sistema de escoramento no comportamento de uma escavação escorada.

Ehrlich (1987) ressalta que o volume deslocado devido aos recalques superficiais (V_1) é resultante do volume devido à movimentação da parede (V_2) e do volume resultante do levantamento do fundo da escavação (V_3). Na condição não drenada, para solos saturados, tem-se $V_1 = V_2 + V_3$.

O citado autor comenta que sob condições reais ter-se-á sempre uma condição parcialmente drenada, embora, em termos práticos, uma escavação em areia e/ou pedregulhos seja considerada drenada e, em argila, comumente não drenada. O autor salienta também que uma escavação em depósito argiloso pode ou não apresentar um comportamento compatível com a hipótese não drenada, dependendo das particularidades geotécnicas (existência de lentes de material permeável) e da velocidade de execução. Além disso, o coeficiente de expansão c_s , que comanda a dissipação da poropressão no caso de escavações, é de 5 a 10 vezes superior ao coeficiente de adensamento c_v , correspondente aos processos de compressão. Portanto, a dissipação da poropressão em escavações, mantidos constantes os demais valores, é de 5 a 10 vezes mais rápida do que os processos de compressão.

Ehrlich (1987) estabeleceu um método de análise de estabilidade de fundo de escavações que considera a heterogeneidade do solo e o fluxo d'água. Embora a presente dissertação não objetive a análise de escavações numa situação de ruptura, cabe destacar alguns comentários de Ehrlich (1987) relativos às deformações (recalques) resultantes de ruptura de fundo, função das modificações no estado de tensões iniciais.

Ehrlich (1987) supôs a ocorrência do processo de ruptura para um sistema de contenção indeformável e indeslocável horizontalmente, fazendo com que não houvesse o

envolvimento do paramento e do estroncamento no processo inicial de ruptura. Analisando-se o estado de tensões e deformações na Figura 2.12, verifica-se que, ao longo da vertical que passa pelo centro do fundo da escavação, tem-se o solo submetido a um estado de extensão (ponto C), propiciado pelo alívio nas tensões verticais provocadas pela escavação. Na região inferior da ficha, posicionada lateralmente à escavação (ponto B), verifica-se uma região submetida a um estado de compressão, originado pelo desconfinamento horizontal.

Ehrlich (1987) ressalta que a movimentação do fundo, VOL III, e a tendência à expansão da superfície do terreno próxima à escavação, VOL II, são resultantes do alívio de tensões verticais promovido pela escavação. O volume deslocado devido aos recalques superficiais, volume VOL I, é oriundo do alívio das tensões horizontais abaixo da parede de contenção. Se o sistema de contenção permitir movimentos horizontais da parede, maiores serão os recalques.

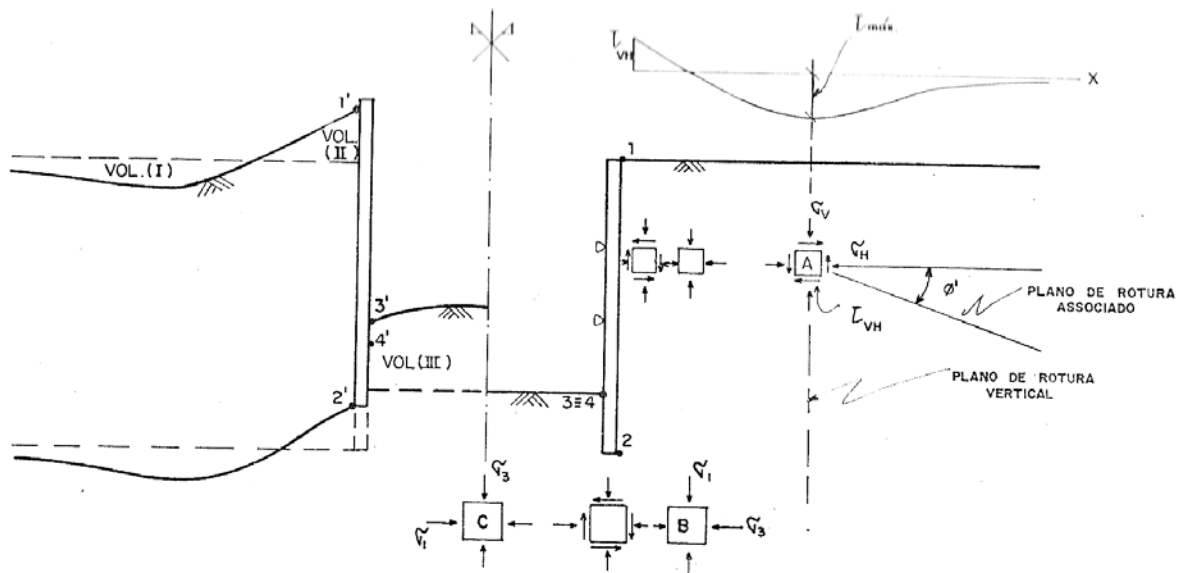


Figura 2.12 – Estado de tensões e deformações no solo em uma escavação escorada em processo de ruptura de fundo, Ehrlich (1987)

Em solos saturados, sob solicitação não-drenada, a variação volumétrica durante o processo de ruptura é nula. As deformações são exclusivamente distorcionais. Em escavações em solos nestas condições, a movimentação de fundo, VOL III, é igual ao recalque superficial (VOL I +VOL II).

Já em solicitação drenada, Ehrlich (1987) lembra que as deformações distorcionais somam-se às volumétricas. A variação volumétrica (ΔV) nos solos é resultante da variação das tensões efetivas octaédricas normais e cisalhantes. Escavações sob solicitação drenada promovem a diminuição das tensões octaédricas normais e o aumento das tensões octaédricas cisalhantes. A diminuição da tensão octaédrica normal promove a expansão

volumétrica do solo. Já o aumento da tensão octaédrica cisalhante pode promover expansão ou contração, a depender da compactidade e do índice de vazios crítico do solo.

Bowles (1988), citado por Hsieh e Ou (1998), propôs um método para estimar o perfil dos recalques tipo “spandrel” (recalque máximo muito próximo à parede), causado por uma escavação.

A seqüência do método é a seguinte:

- 1- Estimar a deflexão lateral da parede;
- 2- Calcular o volume da massa de solo movimentada lateralmente (V_s);
- 3- Estimar a zona de influência (D) dos recalques através da expressão:

$$D = (H_e + H_d) \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad \text{Eq 2.6}$$

Onde: H_e = profundidade final da escavação;

ϕ = ângulo de atrito interno do solo;

$H_d = B$ (largura da escavação), para solos coesivos;

$H_d = 0,5 \cdot B \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$, para solos não coesivos.

- 4- Estimar o recalque máximo (δ_{vm}), assumindo que este ocorra na face da parede.

$$\delta_{vm} = \frac{4 \cdot V_s}{D} \quad \text{Eq 2.7}$$

- 5- A curva de recalque é assumida como parabólica. O recalque (δ_v) a uma distância (d) da parede pode ser expresso por:

$$\delta_v = \delta_{vm} \cdot \left(\frac{x}{D}\right)^2 \quad \text{Eq 2.8}$$

onde: D-x é a distância à parede.

Hsieh e Ou (1998) ressaltam que, de acordo com Milligan (1983), a área da bacia de recalque é aproximadamente igual à área compreendida entre a parede e sua deformada para argilas moles sob condições não drenadas. Sendo assim, δ_{vm} deveria ser igual a $3V_s/D$, uma vez que a área da bacia de recalque, calculada pela integração da função quadrática $\delta_v = \delta_{vm} (x / D)^2$ é $V_s = \delta_{vm} D/3$. Hsieh e Ou (1988) comentam que Bowles (1988) usou $\delta_{vm} = 4V_s/D$ provavelmente para obter um melhor ajuste com os dados de campo.

Com base em casos históricos, Clough e O'Rourke (1990), citados por Hsieh e Ou (1998), sugeriram um perfil triangular de recalques devido a escavações em areias ou argilas rijas. O máximo recalque superficial ocorre, segundo os autores, junto à parede. Os

tipos de perfis adimensionais de recalque são mostrados nas Figura 2.13(a) e (b) abaixo, que indicam regiões de influência de $2H_e$ para areias e $3H_e$ para argilas rijas a duras, sendo H_e a profundidade escavada.

No caso de argilas moles a médias, o recalque máximo ocorre a certa distância da parede. Assim, para escavações em argilas moles a médias os autores sugerem um perfil de recalques trapezoidal, com uma zona de influência de $2H_e$, como indicado na Figura 2.13(c). Segundo Hiseh e Ou (1998), neste método a profundidade da escavação (H_e) e o máximo recalque da superfície (δ_{vm}) são utilizados como parâmetros característicos. Segundo os autores, o método objetiva fornecer uma envoltória conservativa para o recalque superficial que pode ser esperado atrás da cortina. Caso o valor de δ_{vm} seja conhecido, o recalque a diferentes distâncias pode ser estimado.

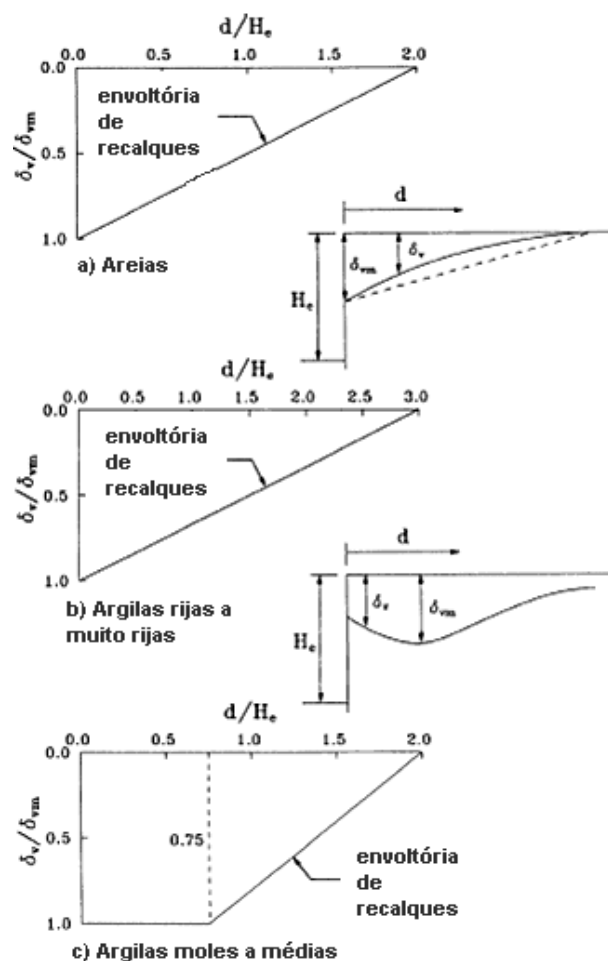


Figura 2.13 - Método de Clough e O'Rourke (1990)

Ou et al. (1993) procederam a um estudo detalhado de casos de obra e analisaram, separadamente, os casos sob estado plano de deformação e condições usuais de construção, ou seja, não incluindo recalques por adensamento decorrente de rebaixamento do nível d'água ou fuga de areia e água através de falhas da parede da escavação. O

enfoque dos autores contempla, portanto, apenas os deslocamentos horizontais da parede e recalques superficiais devidos à remoção do solo escavado sob condição de deformação plana, sem ocorrência de escoamento plástico do solo.

Ou et al. (1993) ilustraram as variáveis analisadas na Figura 2.14. Os autores ressaltam que, com exceção do primeiro estágio de escavação, a localização do maior deslocamento horizontal costuma ocorrer próximo ao nível da escavação, e a magnitude da deflexão (δ_{hm}) varia entre $0,002H_e$ e $0,005H_e$. Tais valores são maiores que o proposto por Clough e O'Rourke (1990), cerca de $0,002H_e$, com base em casos de escavações em argilas rijas, solos residuais, e areias. Entretanto, são menores que o limite proposto por Peck (1969), $0,01H_e$, onde o sistema de suporte lateral era composto de cortinas de estacas prancha.

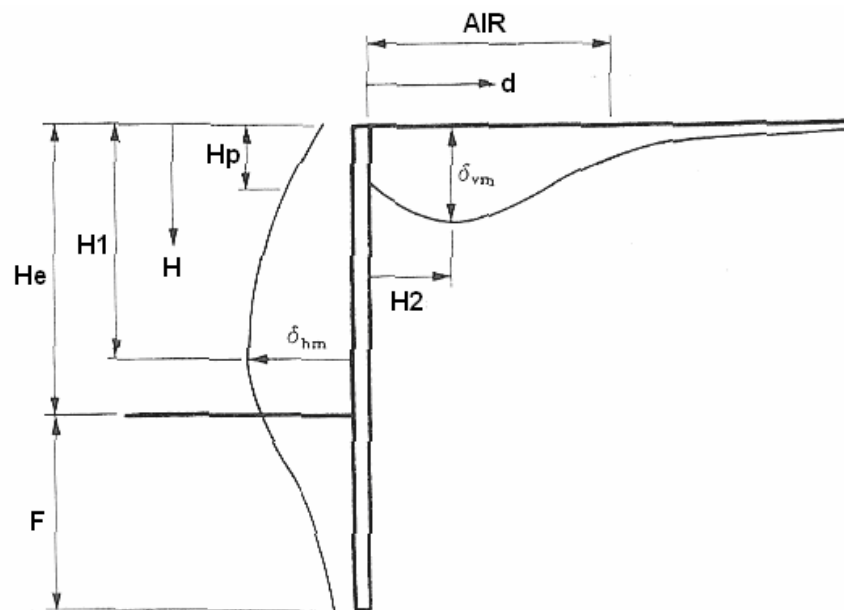


Figura 2.14 – Definição das variáveis por Ou et al. (1993)

Também foi observado que o limite máximo de recalque na superfície (δ_{vm}) é igual à máxima deformação lateral da parede (δ_{hm}), embora a maioria dos casos de obra analisados indique valores variando entre $0,5.\delta_{hm}$ a $0,7.\delta_{hm}$.

De acordo com Ou et al. (1993), a magnitude e a forma da deformada da parede podem resultar em diferentes tipos de perfis de recalque. O primeiro perfil típico (a) contempla o caso onde o recalque máximo ocorre a certa distância da parede, enquanto no segundo (b) o recalque máximo ocorre muito próximo à parede, conforme ilustrado na Figura 2.15.

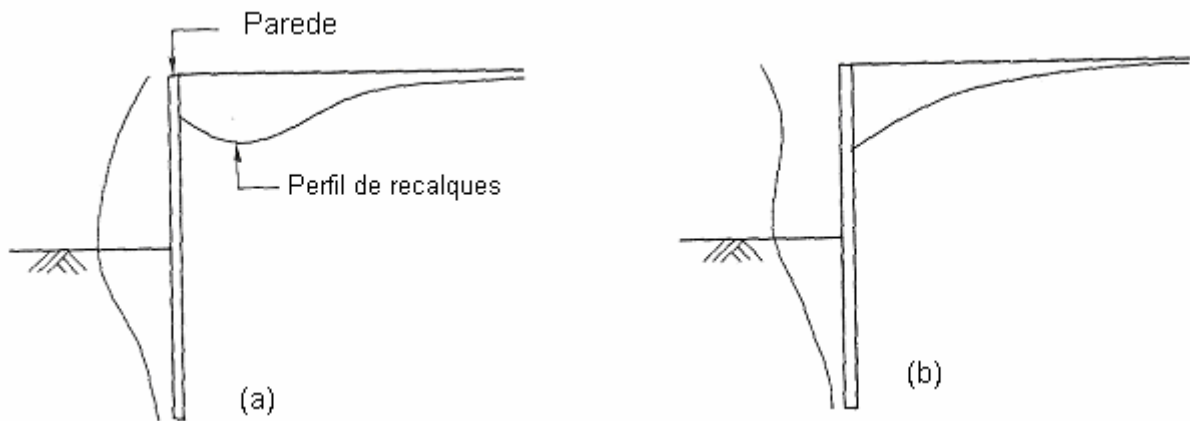


Figura 2.15 – Perfis típicos de recalque, Ou et al. (1993)

Ou et al. (1993) ressaltam que o primeiro perfil de recalque ocorre nos casos onde a parede apresenta um pequeno deslocamento nas etapas iniciais da escavação, comparado ao deslocamento que ocorre nos estágios mais profundos da escavação. Para este primeiro perfil, o recalque máximo ocorre a uma distância aproximada da parede, H_2 na Figura 2.14, de cerca da metade da profundidade final da escavação. O segundo perfil de recalque ocorre, por outro lado, nos casos em que grandes deslocamentos da parede acontecem nos estágios iniciais da escavação, quando o efeito do “balanço” pode conduzir a valores de recalque maiores nas proximidades da face da parede.

De acordo com as observações de campo, Ou et al. (1993) observaram que os movimentos verticais do solo atrás da parede podem se estender a uma distância considerável. Os recalques a uma distância limitada da parede não são uniformes e crescem com a profundidade da escavação. Construções situadas no interior desta faixa podem sofrer danos. A zona assim delimitada é definida como intervalo de influência aparente (AIR – Apparent Influence Range). Os recalques que ocorrem fora desta zona são pequenos e não causam danos às construções vizinhas. De acordo com os estudos de Ou et al. (1993), a AIR é aproximadamente igual à distância definida pela zona ativa, ilustrada na Figura 2.16.

Os recalques fora deste intervalo, além de pequenos, variam de maneira pouco significativa com o avanço da escavação.

Ou et al. (1993) propuseram, na Figura 2.17, um gráfico trilinear para a previsão do segundo perfil de recalque, o tipo (b) da Figura 2.15.

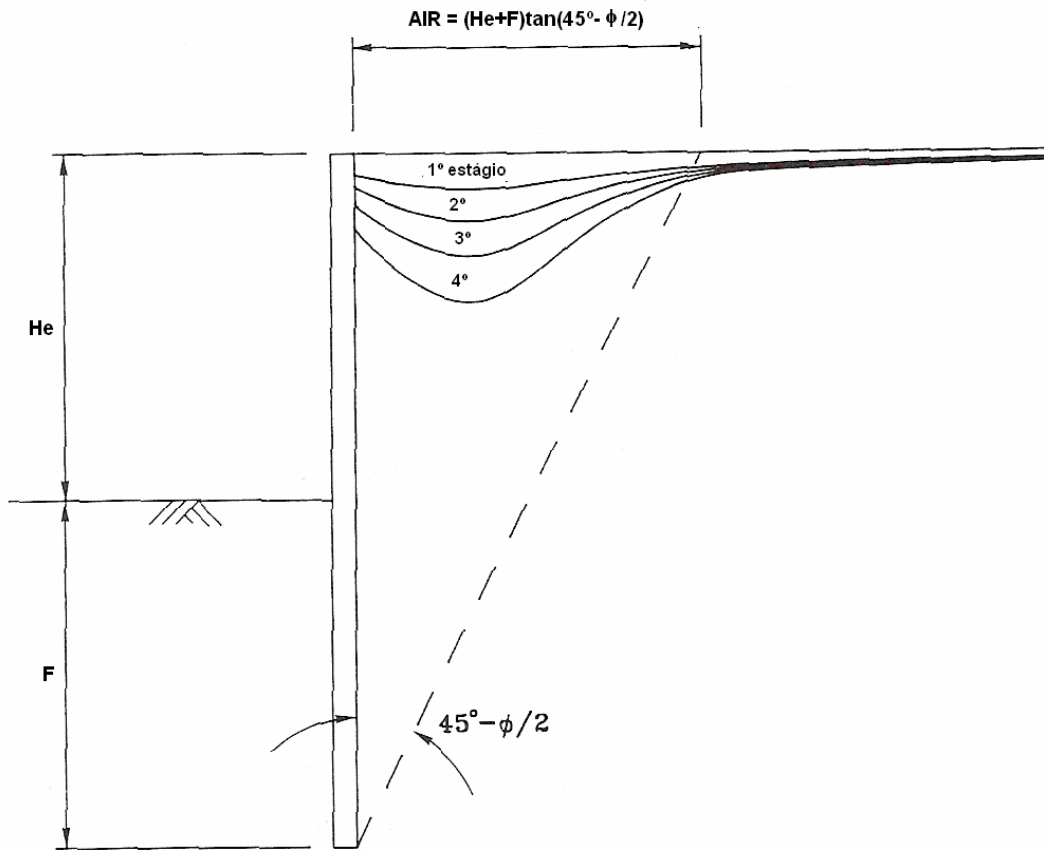


Figura 2.16 – Relação entre o intervalo de influência aparente e o comprimento da parede, Ou et al. (1993)

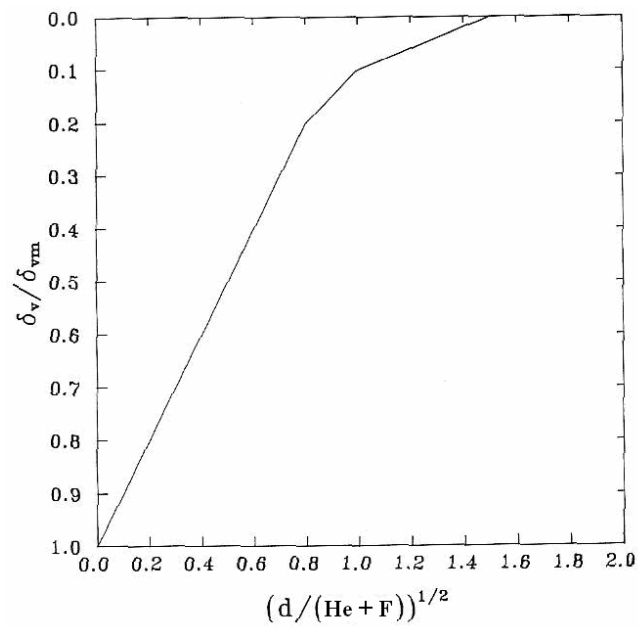


Figura 2.17 – Relação proposta entre os recalques e a distância da parede para o segundo perfil típico de recalque, Ou et al. (1993)

Esta proposta também pode ser empregada através das expressões a seguir:

$$\text{Se } \left[\frac{d}{(H_e + F)} \right]^{0.5} \leq 0.8 \quad \Rightarrow \quad \delta_v = \left[1 - \left(\frac{d}{H_e + F} \right)^{0.5} \right] \delta_{vm} \quad \text{Eq 2.9}$$

$$\text{Se } 0.8 < \left[\frac{d}{(H_e + F)} \right]^{0.5} \leq 1.0 \quad \Rightarrow \quad \delta_v = \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{d}{H_e + F} \right)^{0.5} + 0.6 \right] \delta_{vm} \quad \text{Eq 2.10}$$

$$\text{Se } 1.0 < \left[\frac{d}{(H_e + F)} \right]^{0.5} \leq 1.5 \quad \Rightarrow \quad \delta_v = \left[-\frac{1}{5} \left(\frac{d}{H_e + F} \right)^{0.5} + 0.3 \right] \delta_{vm} \quad \text{Eq. 2.11}$$

Os autores salientam em seu trabalho, que para o primeiro perfil típico de recalque, os recalques a diferentes distâncias da parede só podem ser obtidos com base num banco de dados mais extenso.

Saramago (1994) apresentou um estudo sobre a influência da flexibilidade do sistema de contenção no comportamento de escavações escoradas em argilas moles e médias, utilizando o programa PROGEO que emprega o Método dos Elementos Finitos. O autor procedeu a uma análise paramétrica de 55 escavações hipotéticas, variando a ficha e as características de deformabilidade do paramento e do solo argiloso. Foram considerados 5 níveis de escavação e uma situação de comportamento não drenado. Foram analisados os efeitos da flexibilidade da parede sobre as zonas de plastificação no interior do maciço, sobre os vetores de deslocamento, sobre o empuxo da massa arrimada e, finalmente, sobre o empuxo de terra abaixo do fundo da escavação do lado passivo. Embora o autor não apresente, ou quantifique os recalques superficiais adjacentes à escavação, ele ressalta o fato de terem sido verificados, na análise numérica, maiores deslocamentos verticais na escavação com ficha mais flexível, quando comparada ao caso de ficha mais rígida.

Hsieh e Ou (1998) complementaram o estudo de Ou et al. (1993) sobre os dois perfis típicos de recalques provocados por escavações, designados como “spandrel” e côncavo e ilustrados em conjunto na Figura 2.18. Convém ressaltar que esta figura é semelhante àquela apresentada anteriormente por Ou et al (1993), na Figura 2.15.

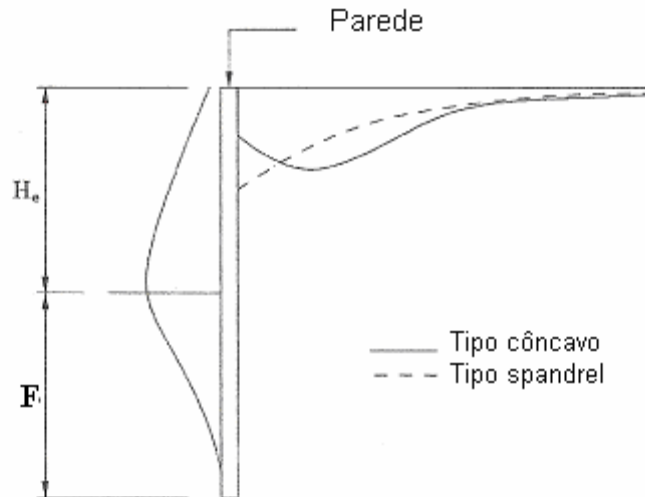


Figura 2.18 - Tipos de perfis de recalque, Hsieh e Ou (1998)

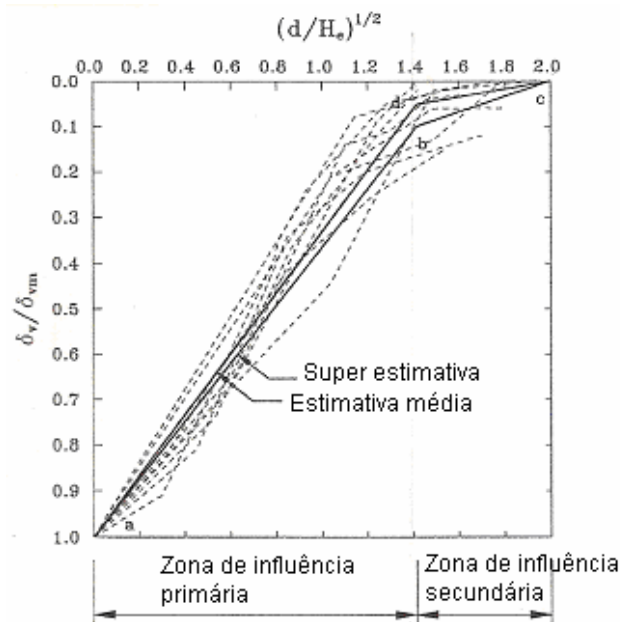
Hsieh e Ou (1998) mantiveram, para o perfil tipo “spandrel”, basicamente a mesma proposta estabelecida por Ou et al (1993), ilustrada na Figura 2.17. Porém, os autores preferiram fixar a profundidade da escavação, H_e da Figura 2.18, ao invés do comprimento total da parede, $H_e + f$ da Figura 2.16, como estabelecido por Ou et al (1993). Desta forma, Hsieh e Ou (1998) substituíram a Figura 2.17 pela Figura 2.19, cabendo destacar que as figuras diferem apenas na forma como foi definido o eixo das abcissas.

Hsieh e Ou (1998) mostram, na Figura 2.19, que os perfis tipo “spandrel” de vários casos de obra se situam numa faixa relativamente estreita, embora para cada um destes casos as condições do subsolo, geometria da escavação e sistema de suporte lateral da parede sejam diferentes. Com base em regressão linear os autores determinaram uma curva média (curva a-d-c), com coeficiente de correlação de 0,949, bem como uma curva contemplando maiores recalques (curva a-b-c), equivalente à média mais um desvio padrão, para a qual os autores determinaram as expressões seguintes:

$$\delta_v = \left(-0,636 \sqrt{\frac{d}{H_e}} + 1 \right) \delta_{vm} \quad \text{para } d/H_e \leq 2 \text{ e} \quad \text{Eq 2.11}$$

$$\delta_v = \left(-0,171 \sqrt{\frac{d}{H_e}} + 0,342 \right) \delta_{vm} \quad \text{para } 2 < d/H_e \leq 4 \quad \text{Eq 2.12}$$

onde: δ_v é o recalque superficial a uma distância d da parede.



OBS: Cada linha pontilhada reproduz um caso de obra.

Figura 2.19 – Método proposto para a previsão do perfil de recalques do tipo “spandrel”, Hsieh e Ou, (1998)

A partir da Figura 2.19 se verifica que a linha a-b tem uma inclinação relativamente alta, que pode induzir distorções angulares grandes nas construções adjacentes à parede da escavação no caso de recalques δ_{vm} significativos. Esta é a zona de influência primária, que se estende até $2H_e$, em concordância também com a faixa de influência dos recalques de Clough e O’Rourke (1990). Ao contrário, a linha b-c tem uma inclinação mais suave e as construções localizadas neste trecho são bem menos afetadas, sendo assim considerada a zona de influência secundária, que se estende até $4H_e$.

Hsieh e Ou (1998) observam também que a extensão da zona ativa, atrás da parede, pode ser considerada igual à profundidade da parede. Além disso, a razão entre a profundidade da parede e a profundidade da escavação, nos casos de obra analisados, varia de 1,6 a 2,2, dependendo da estratigrafia do solo. Assim, a zona de influência primária e a zona ativa devem ter extensão equivalentes.

No caso do perfil do tipo côncavo, Hsieh e Ou (1998) comentam que é necessário se conhecer a faixa de influência, o recalque na face da parede e a locação do maior recalque de forma a definir completamente o perfil de recalque. Quanto à locação do maior recalque, os citados autores reportam que Ou et al (1993) e Nicholson (1987) verificaram que a distância, a partir da face da parede, onde ocorre o maior recalque é igual à metade da profundidade onde ocorre o maior deslocamento horizontal da parede. Na maior parte dos casos reportados de perfil tipo côncavo, o maior deslocamento lateral ocorreu junto ao nível da escavação, resultando num valor de $H_e/2$ para a locação do maior recalque. Quanto ao

recalque na face da escavação, Clough e O'Rourke (1990) chegaram a valores de $0,5 \delta_{vm}$ a $0,75 \delta_{vm}$, enquanto os casos de obra estudados por Hsieh e Ou (1998) revelam valores da ordem de $0,5 \delta_{vm}$. Assim, Hsieh e Ou (1998) sugerem a adoção de $0,5 \delta_{vm}$.

Hsieh e Ou (1998) reportam o princípio de Saint Venant, segundo o qual se alguma distribuição de forças agindo numa porção da superfície de um corpo for substituída por uma outra distribuição estaticamente equivalente (isto é, de força resultante equivalente), os efeitos correspondentes em pontos suficientemente afastados da região carregada serão essencialmente os mesmos.

Assim, teoricamente, diferentes escavações e procedimentos de instalação de escoramentos (ou seja, diferentes distribuições de forças) resultarão na mesma zona ativa (ou seja, mesma resultante). Estas diferentes escavações e procedimentos de escoramento devem resultar em diferentes estados de tensões para o maciço de solo junto à parede e, conseqüentemente, diferentes tipos de perfis de recalque. Porém, diferentes escavações e procedimentos de escoramento devem ter pequena influência no estado de tensões no maciço afastado da parede. Desta forma, os recalques devem ser os mesmos em tais circunstâncias. A zona de influência secundária, segundo Hsieh e Ou (1998), pode ser considerada suficientemente afastada da parede e pouco afetada pela distribuição do carregamento, segundo o princípio de Saint Venant. Os citados autores consideram, assim, a extensão e o valor dos recalques da zona de influência secundária como iguais nos dois tipos de perfis. Assim, o recalque é igual a $0,1 \delta_{vm}$ (ponto b - Figura 2.19) a uma distância de $2H_e$ e praticamente desprezível a $4H_e$. Os citados autores simplificam e consideram linear o comportamento entre os trechos, sugerindo a Figura 2.20 para a previsão completa do perfil de recalques do tipo côncavo.

De forma a sugerir um método quantitativo que justifique os diferentes tipos de perfis de recalque induzido por escavações, Hsieh e Ou (1998) propõem que a área correspondente à parcela do deslocamento da parede originário da movimentação profunda, A_s , seja diferenciada da área correspondente à parcela do deslocamento do tipo em balanço, A_c , definida como:

$$A_c = \text{Máx} (A_{c1}, A_{c2}) \quad \text{Eq 2.13}$$

onde: A_{c1} e A_{c2} são as áreas das componentes “em balanço” do primeiro estágio e do estágio final da escavação, respectivamente, ilustradas na Figura 2.21.

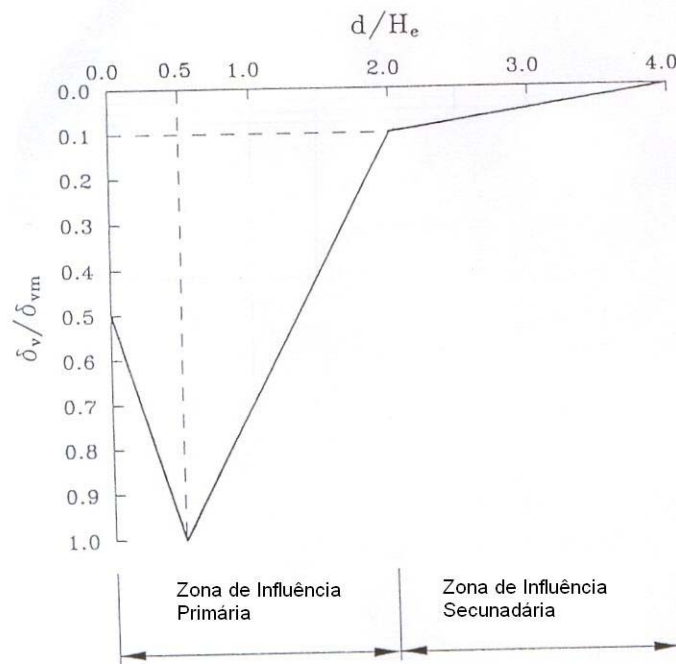


Figura 2.20 - Proposta de Hsieh e Ou (1998) para o perfil do tipo côncavo.

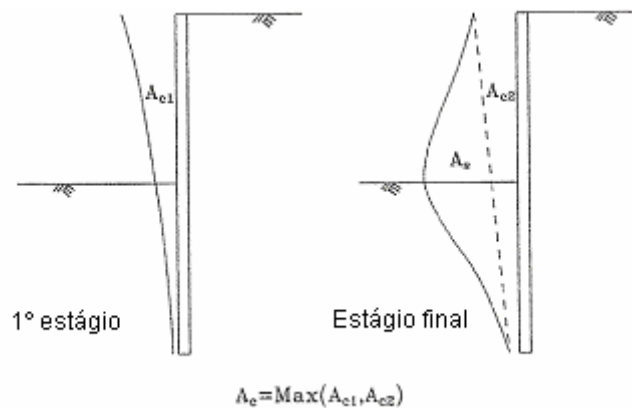


Figura 2.21 - Áreas das componentes em balanço e profunda (Hsieh e Ou, 1998)

A partir dos casos de obra estudados por Ou et al. (1993), Hsieh e Ou (1998) e Clough e O'Rourke (1990), a Figura 2.22 mostra claramente que o perfil do tipo côncavo ocorre para $A_s \geq 1,6 A_c$.

Hsieh e Ou (1998) ressaltam que, em geral, o valor do recalque superficial máximo (δ_{vm}) pode ser estimado em função do valor do deslocamento máximo da parede, δ_{hm} , sugerindo sua obtenção a partir dos dados experimentais da Figura 2.23, que inclui tanto os casos de obra estudados por estes autores, como também os resultados de Mana e Clough (1981).

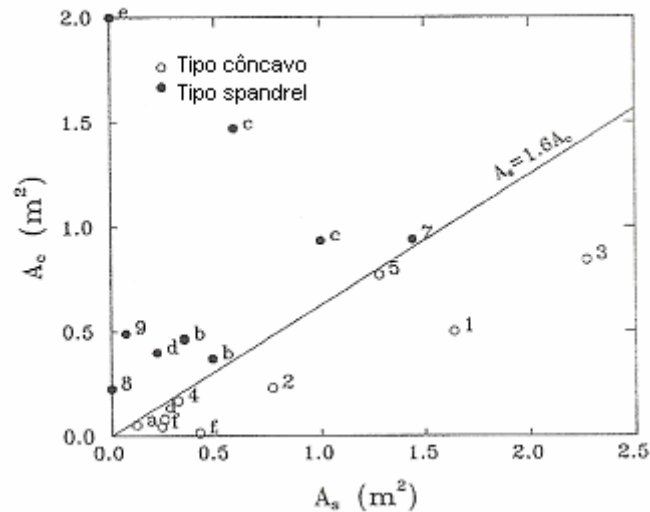


Figura 2.22 - Relação entre as áreas A_s e A_c (Hsieh e Ou, 1998)

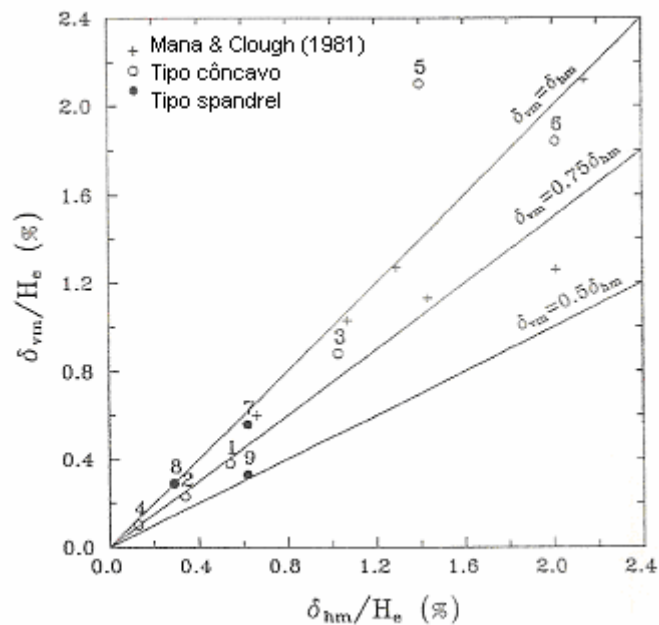


Figura 2.23 - Relação entre o valor máximo de deslocamento horizontal da parede e o recalque superficial máximo (Hsieh e Ou, 1998)

A Figura 2.23 mostra valores de $\bar{\delta}_{vm}$ compreendidos entre $0,5 \bar{\delta}_{hm}$ a $0,75 \bar{\delta}_{hm}$, na maior parte dos casos, com limite superior de $\bar{\delta}_{vm} = \bar{\delta}_{hm}$.

Antes de fornecer as etapas do procedimento proposto, Hsieh e Ou (1998) esclarecem que o valor de $\bar{\delta}_{hm}$ pode ser obtido, com boa precisão, através de uma análise de deformação, seja pelo método dos elementos finitos, seja por um método baseado em viga sobre base elástica. No entanto, os citados autores consideram que a estimativa de $\bar{\delta}_{hm}$

através do gráfico proposto por Clough e O'Rourke (1990) é menos precisa e deve ser utilizada apenas como uma primeira aproximação.

Cabe destacar que o método proposto por Hsieh e Ou (1998) foi validado pelo estudo de inúmeros casos de obras em solos predominantemente argilosos. Porém, os autores não restringiram a utilização do método apenas a solos de natureza argilosa.

Após a descrição anterior, incorporando as considerações feitas pelos autores, o seguinte procedimento foi estabelecido por Hsieh e Ou (1998) para a previsão dos recalques superficiais causados por escavações:

- 1- Proceder à previsão da máxima deformação lateral da parede δ_{hm} , utilizando análises de deformação lateral, seja pelo Método dos Elementos Finitos, seja por métodos baseados em vigas sobre base elástica.
- 2- Determinar o tipo de perfil esperado para o recalque, calculando a área da bacia de deflexão horizontal tipo balanço (A_c) e a área da deflexão horizontal profunda da parede (A_s), referenciando-se às Figura 2.21e Figura 2.22.
- 3- Estimar o valor máximo do recalque superficial (δ_{vm}) com base na relação $\delta_{vm} = f(\delta_{hm})$ da Figura 2.23.
- 4- Calcular o recalque superficial para as várias distâncias à parede, de acordo com as Figura 2.19 ou Figura 2.20.

Hsieh e Ou (1998) salientam ainda que, caso não seja realizada uma análise de deformação, uma aproximação grosseira pode ser obtida utilizando-se os gráficos propostos por Clough e O'Rourke, para efeito de projeto. Os autores esclarecem que, neste caso, embora o tipo de perfil de recalque não possa ser determinado antes da escavação, resultados experimentais e análises pelo MEF revelam que o tipo de perfil de recalque é definido nos estágios iniciais, quando as construções vizinhas ainda não se encontram em situação crítica. Desta forma, os recalques que correspondem aos estágios finais da escavação, situação mais crítica, podem ser estimados iterativamente seguindo os resultados de campo de cada estágio.

Do Vale (2002) apresentou a modelagem numérica da escavação de um grande tanque oceânico através do MEF. As análises incluíram o estudo de percolação, através do programa SEEPW, e a análise tensão x deformação elástica linear e não linear, através do programa PROGEO. Os resultados foram compatíveis com os observados no campo. Em relação aos recalques obtidos ao redor do tanque, os resultados foram comparáveis às medições, enquanto os deslocamentos horizontais foram inferiores aos de campo, ocorrência que foi atribuída ao efeito tridimensional.

2.2. Análise comparativa das contribuições dos autores pesquisados

Cabe lembrar que ao longo da pesquisa bibliográfica foram registrados diversos comentários, de diferentes autores, acerca das dificuldades da previsão dos recalques adjacentes às escavações. Muitas destas dificuldades foram atribuídas à falta de precisão da previsão de recalques superficiais nas proximidades de escavações através de análises pelo MEF.

Hsieh e Ou (1998), por exemplo, tecem vários comentários acerca da relevância de uma boa previsão de recalques antes do início do trabalho de escavação, de forma a serem vislumbrados os possíveis impactos que os recalques terão em construções vizinhas. Como alternativas a esta previsão, os autores citam o MEF e os métodos empíricos. Os autores ressaltam que embora o MEF seja capaz de prever os deslocamentos da parede com boa precisão, as previsões de recalque não costumam ser tão satisfatórias. Os citados autores atribuem este fato à dificuldade de modelagem do comportamento do solo e da interface entre o solo e a parede, bem como à dificuldade na seleção dos parâmetros do solo necessários à análise. Os autores ressaltam as vantagens dos métodos empíricos na medida em que eles consideram os principais fatores que contribuem com os recalques superficiais, já que tais métodos são baseados nos valores finais de recalque.

De fato, a pesquisa bibliográfica mostrou que vários são os aspectos que interferem na grandeza dos recalques nas proximidades de escavações. Peck (1969) concluiu, por exemplo, que os recalques só podem ser reduzidos mediante uma mudança radical nos procedimentos construtivos. O autor verificou ainda que recalques adjacentes a cavas abertas em areias podem ser causados por perda de material associada à percolação. Sua prevenção consiste na melhoria do controle da água do subsolo e na atenção cuidadosa de detalhes construtivos.

O'Rourke (1981) ressalta que, embora os movimentos laterais se relacionem aos recalques superficiais, formando a base conceitual da maioria das análises e modelagens de escavações pelo MEF, escavações profundas são comumente executadas simultaneamente a outras atividades que causam movimentos, como: relocação e reforço de redes públicas, rebaixamento do nível d'água acima e abaixo do nível da escavação, construção da parede da vala, bem como instalação de fundações profundas. Em alguns casos, reportados pelo autor, os movimentos associados à preparação do terreno superam aqueles que resultam do processo de escavação e escoramento.

A Tabela 2.1 apresenta um resumo onde se procurou listar, dentre os trabalhos consultados, aqueles que apresentam metodologia de cálculo dos recalques superficiais, indicação de valores limites destes recalques em função dos deslocamentos horizontais

(previstos ou medidos), ou indicação da extensão da região afetada em função da distância ao paramento.

Cabe destacar que alguns dos procedimentos propostos na Tabela 2.1 fazem uso do MEF para a avaliação dos deslocamentos horizontais, a partir dos quais são sugeridos os procedimentos para a determinação dos recalques. Porém não se registrou na bibliografia consultada a proposição do uso direto do MEF para a estimativa dos recalques. Entende-se que este aspecto já sinaliza para a dificuldade relatada por Hsieh e Ou (1998) quanto à modelagem do comportamento do solo e da interface entre o solo e a parede, bem como à dificuldade na seleção dos parâmetros do solo necessários à análise. A presente dissertação, nos capítulos que se seguem, procura investigar alguns aspectos relacionados a este tema, objetivando contribuir para uma maior compreensão deste assunto, de importância fundamental à prática da engenharia geotécnica.

Tabela 2.1 - Comparação entre os diversos métodos de análise

Autor	Proposta de método de cálculo		Indicação de valores limites de recalque		Indicação da extensão da região afetada	
Caspe (1966)	Sim	Procedimento baseado na divisão da cunha deslizante em fatias horizontais. A avaliação das deformações horizontais é relacionada às deformações verticais.	Não	—	Sim	Movimentos restritos às zonas A e B, massa de solo que contribui ao movimento de levantamento de fundo.
Peck (1969)	Não	Mas indica envoltória de bacia de recalque para diferentes tipos de solo.	Sim	Areias compactas: recalque desprezível. Areias fofas ou pedregulhos: recalques da ordem de 0,5% da profundidade da cava, H. Argilas moles: recalques da ordem de até 2% de H.	Sim	Até 2H, em areias e argilas médias à duras e até 4H, para argilas moles.
O'Rourke (1981)	Não	—	Sim	Razão movimento horizontal/movimento vertical da ordem de 0,6 a 1,6.	Não	—
Mana e Clough (1981)	Sim	Procedimento com base nos deslocamentos horizontais previstos.	Sim	Análise de banco de dados em argilas indicou recalques superficiais máximos de 0,5 a 1,0 dos movimentos laterais máximos e a análise numérica, 0,4 a 0,8.	Sim	Até 3,5 H.
Bowles (1988)	Sim	Curva parabólica com valor máximo na face da parede.	Não		Sim	Função da profundidade final da escavação e largura da escavação.
Clough e O'Rourke (1990)	Sim	Proposta de perfil triangular de recalques em escavações em areias ou argilas rijas, e perfil trapezoidal em argilas moles a médias.	Não	Mas sugere perfil de recalque. O recalque a diferentes distâncias da parede pode ser estimado apenas se o valor do recalque máximo for conhecido.	Sim	Regiões de influência de 2H para areias e 3H para argilas rijas a duras.
Ou et al. (1993)	Sim	Indica gráfico trilinear para perfil de recalque do tipo em balanço.	Sim	Limite máximo de recalque na superfície (δ_{vm}) é igual à máxima deformação lateral (δ_{hm}), embora a maioria dos casos de obra analisados indique valores variando entre $0,5\delta_{hm}$ a $0,7\delta_{hm}$	Sim	Intervalo de influência aparente aproximadamente igual à distância definida pela zona ativa. Recalques fora deste intervalo, além de pequenos, variam muito pouco com o avanço da escavação.
Hsieh e Ou (1998)	Sim	Para o perfil tipo "spandrel" (em balanço), mantiveram a mesma proposta estabelecida por Ou et al (1993) e sugeriram proposta para a previsão completa do perfil de recalques do tipo côncavo. O procedimento é iniciado pela previsão da máxima deformação horizontal	Sim	δ_{vm} compreendido entre 0,5 a 0,75 de δ_{hm} , na maior parte dos casos, com limite superior de $\delta_{vm} = \delta_{hm}$, onde δ_{hm} é a máxima deformação horizontal.	Sim	4H _e , sendo H _e a altura da escavação

3. Ferramenta Computacional

Este capítulo apresenta, inicialmente, uma breve revisão do Método dos Elementos Finitos aplicado a Geotecnia.

Posteriormente, apresenta a ferramenta computacional utilizada para as simulações numéricas desta pesquisa. Este material baseia-se, principalmente, no manual do programa Plaxis, de onde se extraiu as principais informações acerca da estrutura do mesmo, da geração de malha, dos modelos constitutivos, das diferentes etapas de cálculo, bem como dos diferentes tipos de saída reportados. As ilustrações apresentadas são também parte integrante do manual, cuja referência é Brinkgreve (2002).

Finalmente, este capítulo ilustra um exemplo de escavação escorada, calculado analiticamente, pelos métodos do apoio livre e apoio fixo, e numericamente, através do programa Plaxis. Além de apresentar e comparar as soluções obtidas, esta análise objetiva a validação do programa para as demais aplicações apresentadas ao longo da presente dissertação.

3.1. Método dos Elementos Finitos

O Método dos Elementos Finitos (MEF) é uma das ferramentas numéricas mais utilizadas na prática atual em razão da sua capacidade de simular diversas condições de contorno, incorporando diferentes etapas construtivas e modelos constitutivos diversos. Embora utilizado há mais trinta anos em muitas áreas da engenharia, apenas muito recentemente seu uso se intensificou para a análise de problemas geotécnicos, segundo Potts e Zdravkovic (1999), possivelmente em razão de aspectos bastante complexos que são específicos da engenharia geotécnica.

Apesar de ter sido originalmente desenvolvido para análise de problemas estruturais, a teoria original do MEF foi modificada de forma a permitir a análise de situações envolvendo outros campos da engenharia. Na resolução de um problema pelo MEF são utilizadas as aproximações baseadas no método dos deslocamentos, método de equilíbrio e método misto. As incógnitas principais são os deslocamentos, no método dos deslocamentos, enquanto que no método de equilíbrio as incógnitas são as tensões. Já o método misto apresenta como incógnitas tanto os deslocamentos quanto as tensões.

A resolução de um problema pelo Método dos Elementos Finitos, onde os deslocamentos são as incógnitas, envolve os seguintes procedimentos:

1. **Discretização do meio contínuo** (Figura 3.1). Inicialmente se divide o domínio do problema, o meio contínuo, num número de subdomínios denominados “elementos finitos”, conectados entre si através de um número finito de pontos, denominados “pontos nodais” ou “nós”. Chama-se de discretização o processo no qual o meio é subdividido mediante linhas e superfícies imaginárias, resultando neste número finito de elementos. Em uma análise bidimensional, estes elementos podem ser triângulos, grupo de triângulos e quadriláteros, enquanto que, no caso tridimensional, estes elementos podem ser tetraedros, prismas retangulares e hexaedros.

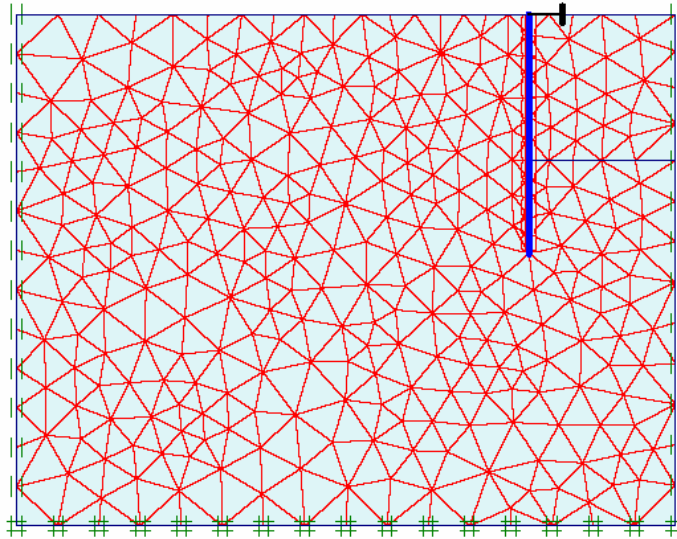


Figura 3.1.-Exemplo de uma Malha de Elementos Finitos

2. **Seleção do modelo de deslocamentos.** Adota-se um conjunto de funções que definem de maneira única o campo de deslocamentos em função dos deslocamentos nodais em cada elemento. Normalmente são utilizadas funções do tipo polinomial;
3. **Cálculo da matriz de rigidez.** A partir desta função de interpolação, cuja solução é procurada dentro dos elementos finitos, é possível relacionar o valor da variável do problema nos nós de cada elemento com a geometria e propriedades do elemento, dando origem ao sistema de equações do elemento, apresentado na forma matricial. A matriz de rigidez, denominada também de matriz de comportamento do elemento, pode ser obtida a partir do princípio dos trabalhos virtuais. As forças distribuídas atuantes no meio são convertidas em forças nodais equivalentes, obtendo-se uma relação de equilíbrio entre a matriz de rigidez, o vetor de deslocamentos nodais e o vetor de forças nodais. A matriz de rigidez de cada elemento é associada, considerando a conexão dos elementos através dos pontos nodais, formando assim um sistema global. O mesmo acontece com o vetor de deslocamento de cada elemento, sendo a partir daí, fornecida uma relação de equilíbrio em função da

matriz de rigidez e do vetor de forças nodais equivalentes global. A seguir são introduzidos os valores conhecidos da variável do problema no contorno.

4. **Cálculo das incógnitas do problema.** Os deslocamentos são calculados a partir da relação de equilíbrio. No caso de problemas lineares, os deslocamentos são calculados de forma direta usando técnicas algébricas, como o método de Gauss. Para o caso de problemas não lineares, as soluções são obtidas por uma seqüência de etapas, onde ocorre a modificação da matriz de rigidez e/ou do vetor de forças. A partir do campo de deslocamentos nodais, obtém-se de maneira única o estado de deformações em cada elemento. Estas deformações juntamente com as deformações iniciais e as leis constitutivas de cada material definem o estado de tensões no elemento e no seu contorno.

A formulação matemática detalhada, bem como vários aspectos relacionados ao Método dos Elementos Finitos, pode ser encontrada em Desai e Abel (1972), Hinton e Owen (1979) e Zienkiewicz (1982), conforme citados por Costa (2005). Cabe salientar que Costa (2005) apresenta um resumo da estrutura do programa Plaxis e uma aplicação ao comportamento de estacas em rochas brandas.

Entre os estudos publicados por autores brasileiros de aplicações de diferentes programas do MEF a problemas de escavações cabe destacar Alves (1982), Bernardes (1982), Gonçalves (1990), Saramago (1994) e Do Vale (2002), entre outros. Ao longo dos capítulos que se seguem serão comentados alguns aspectos da contribuição de alguns destes autores.

3.2. O Programa PLAXIS

Brinkgreve (2002) descreve o programa PLAXIS como um programa de elementos finitos específico para análises de deformações e estabilidade de obras geotécnicas. O início do desenvolvimento deste programa se deu em 1987, na Universidade Técnica de Delft (Holanda), tendo sido, desde então, atualizado de forma a torná-lo apropriado para a resolução dos mais variados problemas geotécnicos. O programa funciona em ambiente Windows, sendo sua estrutura computacional dividida em quatro sub-programas. O primeiro sub-programa consiste numa sub-rotina de entrada de dados (Input), o segundo numa subrotina de cálculo (Calculation), o terceiro numa subrotina de saída de resultados (Output) e o último uma subrotina para geração de curvas (Curves) obtidas de pontos selecionados na malha de elementos finitos.

3.2.1. Entrada de Dados (Input)

No Input, segundo detalhado por Brinkgreve (2002) no manual do Plaxis, são introduzidos os dados do problema como geometria, disposição dos elementos, propriedades dos materiais, modelo de comportamento do solo e as condições de contorno (fronteira).

O modelo pode ser do tipo (Figura 3.2):

1. **Estado plano de deformação**, quando a geometria pode ser considerada bidimensional, com uma dimensão significativamente superior às demais;
2. **Axissimétrico**, em problemas que apresentam um eixo de simetria axial.

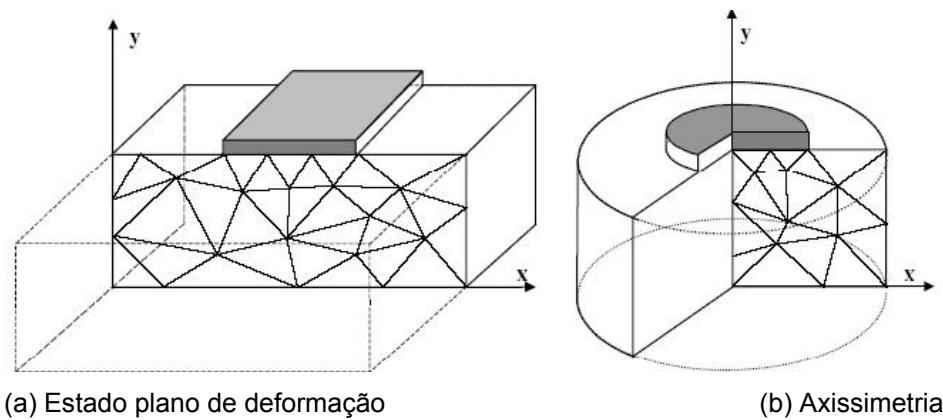


Figura 3.2 - Exemplos de problemas do tipo estado plano de deformação e axissimétrico, Brinkgreve, 2002.

O processo de geração da malha no Plaxis é automático, sendo a geometria dividida em elementos triangulares isoparamétricos de seis ou quinze nós. Os elementos de seis nós apresentam relações de interpolação de segunda ordem para os deslocamentos. Neste caso, a matriz de rigidez é avaliada por integração numérica, usando um total de três pontos de Gauss (pontos de tensão). No caso dos triângulos de quinze nós, a ordem de interpolação é quatro e a integração envolve doze pontos de tensão. A Figura 3.3, reproduzida do manual, apresenta exemplos de elementos com seis e quinze nós. A precisão dos resultados depende da forma e das dimensões das malhas que representam o sistema físico em estudo. Malhas mais refinadas resultam em valores mais acurados. Por esse motivo, o programa permite refinamento da malha em locais de maior interesse.

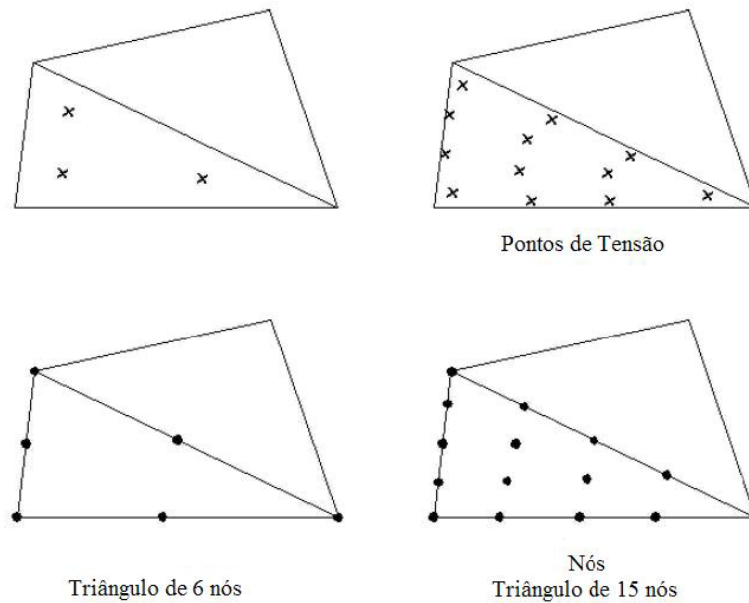


Figura 3.3 - Posição dos nós e pontos de tensões, reproduzido de Brinkgreve, 2002.

A interação solo-estrutura é definida através de um elemento denominado de interface. A magnitude e natureza da interação são modeladas escolhendo um valor adequado para o fator de redução de resistência da interface (R_{inter}). Este fator relaciona a resistência da interface (atrito e adesão) à resistência do solo (atrito e coesão), conforme as equações:

$$R_{inter} = \frac{c_{inter}}{c_{solo}} \leq 1,0 \quad \text{Eq 3.1}$$

$$R_{inter} = \frac{\tan \phi_{inter}}{\tan \phi_{solo}} \leq 1,0 \quad \text{Eq 3.2}$$

onde: c_{inter} = adesão na interface; c_{solo} = coesão do solo; ϕ_{inter} = ângulo de atrito da interface; ϕ_{solo} = ângulo de atrito do solo.

A matriz de rigidez para os elementos de interface, segundo Brinkgreve (2002), é obtida usando pontos de integração de Newton Cotes. A posição desses pontos (ou pontos de tensão) coincide com a posição dos pares de nós. Portanto, para os elementos de interface de seis e dez nós, são usados, respectivamente, três e cinco pontos de integração de Newton Cotes. Devem ser definidas linhas com restrições de deslocamentos na geometria, de acordo com os condicionantes de cada problema específico, sendo comum adotar a base e as laterais como indeslocáveis tanto na vertical como na horizontal. Os principais tipos de carregamento disponíveis no programa são cargas distribuídas e cargas

pontuais. Admitindo um problema de deformação plana, os pontos de aplicação devem ser fornecidos com o valor da carga em kN/m para carga pontual e kN/m² para carga distribuída.

Ainda no Input do PLAXIS, devem ser definidos os modelos constitutivos representativos dos materiais envolvidos. Os modelos disponíveis no programa Plaxis estão apresentados no item 3.3.

3.2.2. Etapa de Cálculos (Calculation)

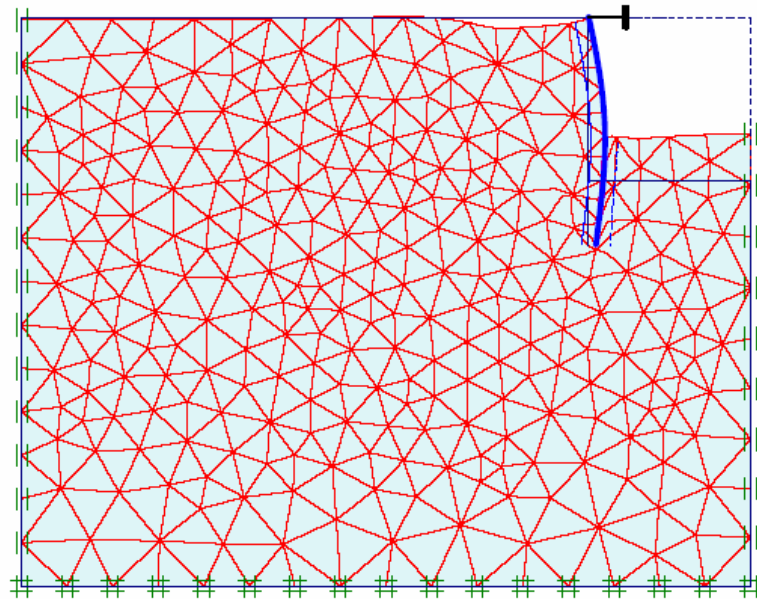
O Programa PLAXIS, segundo Brinkgreve (2002), realiza uma série de cálculos de elementos finitos e considera apenas a análise de deformações que pode ser diferenciada em: *Plastic*, *Consolidation Analysis* e *Phi-c Reduction*. Em termos gerais, estas análises são respectivamente, plásticas, análises de adensamento e de determinação do fator de segurança. Neste último tipo de análise, o programa compara a resistência ao cisalhamento do solo em um determinado ponto e em uma determinada direção com as tensões cisalhantes mobilizadas neste ponto. Assim como na prática da engenharia, o processo de cálculo é dividido em fases, permitindo a ativação de uma dada carga num determinado tempo, a simulação de um estágio de carregamento ou descarregamento, a inserção de um período de adensamento e o cálculo do fator de segurança em qualquer etapa do processo. Cada fase é normalmente dividida em um número de passos de cálculos, uma vez que o comportamento não linear dos materiais geotécnicos, como solos e rochas, requer carregamentos em pequenas intervalos

3.2.3. Saída de Resultados (Output)

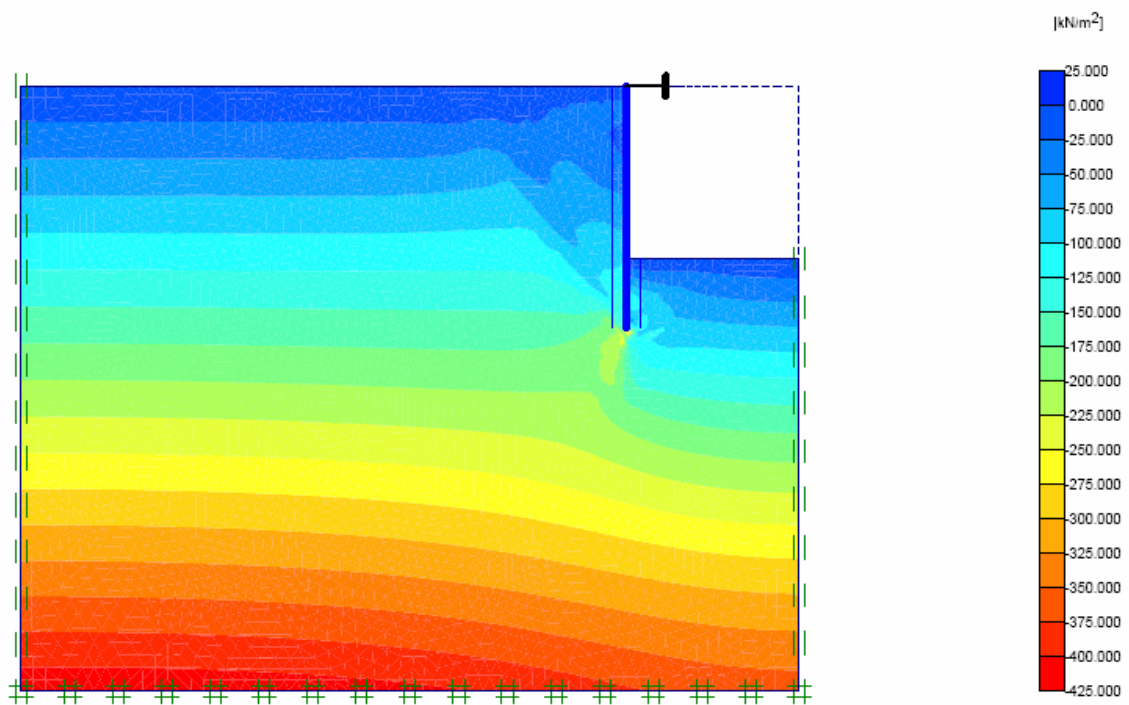
A saída de resultados fornece, em sua essência, os deslocamentos e as deformações nos nós e as tensões nos pontos de tensões para cada etapa de cálculo.

As deformações nos nós podem ser visualizadas como malha deformada, deslocamentos verticais e horizontais (Figura 3.4), deformações totais e cartesianas (axiais, radiais e de cisalhamento) e acréscimo de deslocamentos e deformações em cada fase. Assim como as deformações, as tensões podem ser visualizadas em termos de tensões totais, efetivas e cisalhantes. Vale salientar que a convenção de sinais utilizada no programa Plaxis, apresentada na Figura 3.5, é diferente da usual na Geotecnia, considerando as tensões de tração positivas. Quando algum ponto de tensão atinge a envoltória de Mohr-Coulomb, ele é representado por um quadrado vermelho vazado (pontos de plastificação), enquanto que quando algum ponto excede a resistência à tração é representado por um quadrado preto sólido.

Os resultados, tanto de deformações quanto de tensões, podem ser apresentados em forma gráfica ou em tabela, facilitando assim a compreensão do comportamento tensão-deformação do problema em estudo.



(a) Exemplo de malha deformada



(b) Exemplo de saída gráfica – Tensões Totais

Figura 3.4 – Exemplos de Saídas do Programa Palxis.

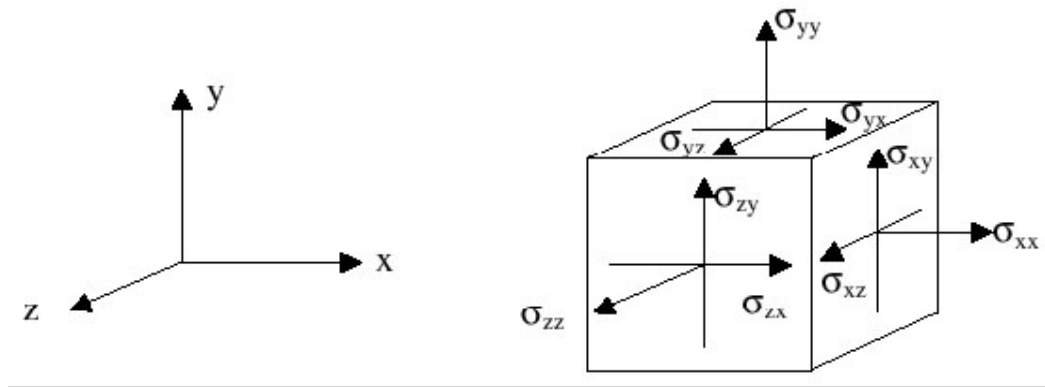


Figura 3.5 – Convenção de sinais para tensões, Brinkgreve (2002).

3.2.4. Saída Gráfica (Curves)

O sub-programa Curves permite criar curvas do tipo tensão x deformação, tempo ou carga x deslocamento, e trajetórias de tensão ou deformação para pontos pré-selecionados na malha. A geração das curvas pode ser executada para os diferentes estágios construtivos e diversos pontos podem ser inseridos num mesmo gráfico, facilitando a interpretação dos resultados.

3.3. Modelos Constitutivos

O programa Plaxis possui cinco modelos constitutivos representativos do comportamento tensão-deformação dos materiais envolvidos em um dado problema geotécnico. São eles: modelo elástico linear, modelo elastoplástico de Mohr Coulomb, modelo hiperbólico (*Hardening Soil*), modelo para solos moles (*Soft Soil*) e modelo para rochas (*Jointed Rock*).

Ressalta-se que, no presente trabalho, os materiais foram representados pelos modelos elástico linear, elastoplástico com critério de ruptura de Mohr Coulomb (Modelo Mohr Coulomb) ou hiperbólico (Modelo *Hardening Soil*), de acordo com os dados disponíveis de cada material. Desta forma, procurou-se apresentar uma descrição mais detalhada destes modelos.

Quanto aos modelos *Soft Soil* e *Jointed Rock*, serão listadas apenas as principais características por se tratarem, respectivamente, de modelos representativos do comportamento de solos moles e rochas, não constituindo o escopo do presente trabalho. Maiores detalhes sobre estes modelos podem ser obtidos no manual do Plaxis, Brinkgreve (2002).

Para uma investigação mais detalhada dos modelos constitutivos representativos do comportamento dos solos recomenda-se a leitura de Potts e Zdravkovic (1999).

3.3.1. Modelo elástico linear

O modelo elástico linear representa a Lei de Hooke de elasticidade linear isotrópica e, segundo salienta Brinkgreve (2002), é muito limitado para uma simulação mais abrangente do comportamento do material geotécnico. A matriz tensão-deformação para o caso de deformações planas é dada por:

$$D = \begin{bmatrix} K + \frac{4}{3}G & K - \frac{2}{3}G & 0 \\ K - \frac{2}{3}G & K + \frac{4}{3}G & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} \quad \text{Eq 3.3}$$

Os módulos volumétrico (K) e cisalhante (G) são relacionados ao módulo de Young (E) e coeficiente de Poisson (ν), através das expressões:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{Eq 3.4}$$

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad \text{Eq 3.5}$$

3.3.2. Modelo Mohr-Coulomb

Brinkgreve (2002) reporta que o modelo de Mohr-Coulomb integra a categoria de modelos elastoplásticos. O princípio básico da elasto-plasticidade define que as deformações e razões de deformação são decompostas em duas parcelas, uma elástica e outra plástica. No comportamento elástico, o corpo recupera todas as deformações, enquanto que a plasticidade está associada ao desenvolvimento de deformações irreversíveis. Três princípios básicos regem os problemas que envolvem deformações plásticas, a saber, função de plastificação, lei de endurecimento e lei de fluxo.

Mohr-Coulomb é um modelo elástico perfeitamente plástico, empregado para representar a ruptura por cisalhamento de solos e rochas. O modelo Mohr-Coulomb é assim classificado devido à hipótese de que o material comporta-se como linear elástico até atingir a ruptura, não havendo endurecimento devido ao fluxo plástico, ou seja, a superfície de plastificação é fixa. A Figura 3.6 ilustra a relação tensão-deformação para o modelo Mohr-Coulomb, onde o material apresenta um comportamento linear elástico até atingir uma

determinada tensão de escoamento, que se mantém constante com o acréscimo de deformações plásticas.

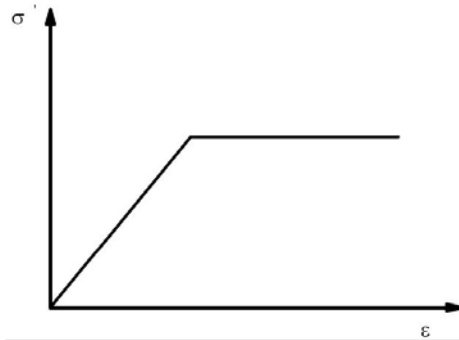


Figura 3.6 – Relação tensão-deformação para o modelo de Mohr-Coulomb, Brinkgreve (2002).

A condição de Mohr-Coulomb é uma extensão da lei de atrito de Coulomb. De fato, esta condição assegura que a lei de atrito de Coulomb é obedecida em qualquer plano dentro de um elemento do material. A condição de Mohr-Coulomb pode ser definida por seis funções formuladas em termos das tensões principais σ_1 , σ_2 , e σ_3 . Smith e Griffith (1982), segundo Brinkgreve (2002):

$$f_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \cdot \text{sen}\phi - c \cdot \text{cos}\phi \leq 0 \quad \text{Eq 3.6}$$

$$f_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \cdot \text{sen}\phi - c \cdot \text{cos}\phi \leq 0 \quad \text{Eq 3.7}$$

$$f_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \cdot \text{sen}\phi - c \cdot \text{cos}\phi \leq 0 \quad \text{Eq 3.8}$$

$$f_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \cdot \text{sen}\phi - c \cdot \text{cos}\phi \leq 0 \quad \text{Eq 3.9}$$

$$f_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \cdot \text{sen}\phi - c \cdot \text{cos}\phi \leq 0 \quad \text{Eq 3.10}$$

$$f_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \cdot \text{sen}\phi - c \cdot \text{cos}\phi \leq 0 \quad \text{Eq 3.11}$$

Os dois parâmetros plásticos que aparecem nas equações 3.6 a 3.11 são: o ângulo de atrito (ϕ) e a coesão (c). Estas funções representam um cone hexagonal no espaço de tensões principais (Figura 3.7), para o caso de $c=0$.

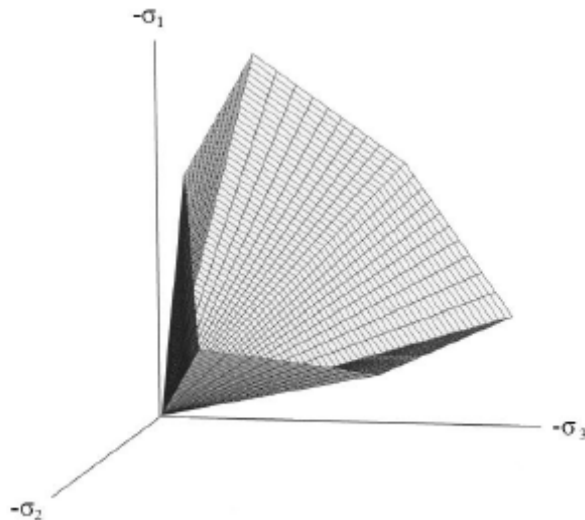


Figura 3.7 – Superfície de Mohr-Coulomb no espaço de tensões principais com $c = 0$, Brinkgreve (2002).

As funções potenciais plásticas contêm um terceiro parâmetro de plasticidade, o ângulo de dilatância ψ . Este parâmetro é requerido para modelar incrementos de deformação volumétrica plástica (dilatância). As funções de potencial plástico incluindo este parâmetro são as seguintes:

$$g_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \cdot \text{sen}\psi \quad \text{Eq 3.12}$$

$$g_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \cdot \text{sen}\psi \quad \text{Eq 3.13}$$

$$g_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \cdot \text{sen}\psi \quad \text{Eq 3.14}$$

$$g_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \cdot \text{sen}\psi \quad \text{Eq 3.15}$$

$$g_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \cdot \text{sen}\psi \quad \text{Eq 3.16}$$

$$g_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1) \cdot \text{sen}\psi \quad \text{Eq 3.17}$$

3.3.3. Hardening-Soil

Brinkgreve (2002) destaca no manual do programa Plaxis que no modelo *Hardening Soil*, diferentemente do modelo de Mohr Coulomb, a superfície de plastificação não é fixa no

espaço de tensões principais podendo ser expandida devido a deformações plásticas. O modelo apresenta dois tipos de endurecimento: por cisalhamento e por compressão. O endurecimento por cisalhamento é usado para modelar deformações plásticas causadas por um carregamento primário desviatório. Por outro lado, o endurecimento por compressão é usado para modelar deformações plásticas causadas por uma compressão primária em um carregamento oedométrico e isotrópico.

Quando submetido a um carregamento primário desviatório, o solo apresenta um decréscimo de rigidez e desenvolvimento de deformações plásticas irreversíveis. No caso especial de ensaio triaxial drenado, a relação entre a deformação axial e a tensão desviatória pode ser aproximada a uma hipérbole. O modelo *Hardening-Soil* difere do modelo hiperbólico descrito por Duncan e Chang (1970), visto que ele usa a teoria da plasticidade em vez da teoria da elasticidade, inclui a dilatância do solo e introduz uma função de plastificação.

As principais características do modelo *Hardening Soil* são as seguintes:

- Rigidez de acordo com o nível de tensões;
- Deformações plásticas devido a um carregamento primário desviatório;
- Deformações plásticas devido à compressão primária;
- Comportamento elástico no descarregamento e no recarregamento;
- Critério de ruptura de acordo com o modelo de Mohr-Coulomb.

Num ensaio triaxial drenado, a relação hiperbólica entre as deformações ε e tensões desviadoras q , ilustrada na Figura 3.8, é descrita pela seguinte expressão:

$$\varepsilon = \frac{1}{2.E_{50}} \cdot \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \quad \text{Eq 3.18}$$

onde: q_a é o valor da assíntota da resistência ao cisalhamento.

O parâmetro E_{50} é o módulo de Young correspondente, para uma determinada tensão confinante σ_3 , e é obtido pela seguinte equação:

$$E_{50} = E_{50}^{\text{ref}} \left(\frac{c \cdot \cos \phi - \sigma'_3 \cdot \text{sen} \phi}{c \cdot \cos \phi + p^{\text{ref}} \cdot \text{sen} \phi} \right)^m \quad \text{Eq 3.19}$$

onde: E_{50}^{ref} é o módulo de Young correspondente a 50% da tensão de ruptura, para uma tensão confinante de referência p_{ref} . A potência m varia de 0,5 (siltes e areias) a 1,0 (argilas moles). Ao contrário dos modelos baseados na teoria da elasticidade, no modelo *Hardening*

Soil não existe uma relação fixa entre o módulo oedométrico e o módulo de Young, sendo eles independentes. O módulo oedométrico é dado pela seguinte expressão:

$$E_{\text{oed}} = E_{\text{oed}}^{\text{ref}} \left(\frac{c \cdot \cos \phi - \sigma'_1 \cdot \text{sen} \phi}{c \cdot \cos \phi + p^{\text{ref}} \cdot \text{sen} \phi} \right)^m \quad \text{Eq 3.20}$$

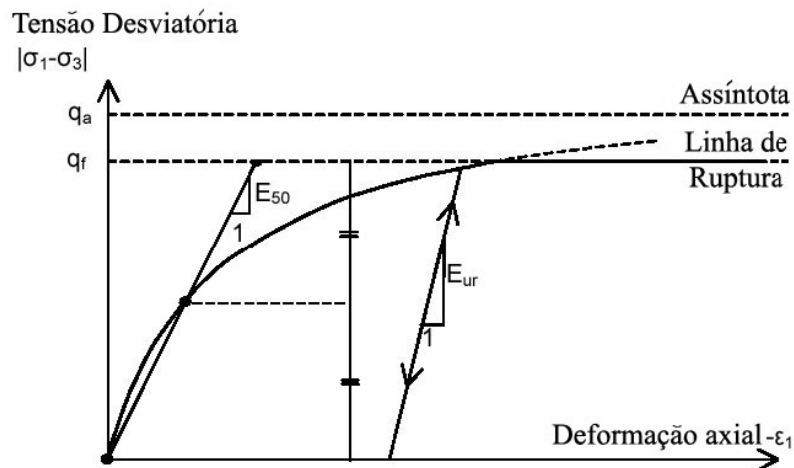


Figura 3.8 – Relação hiperbólica em um ensaio triaxial drenado, Brinkgreve (2002).

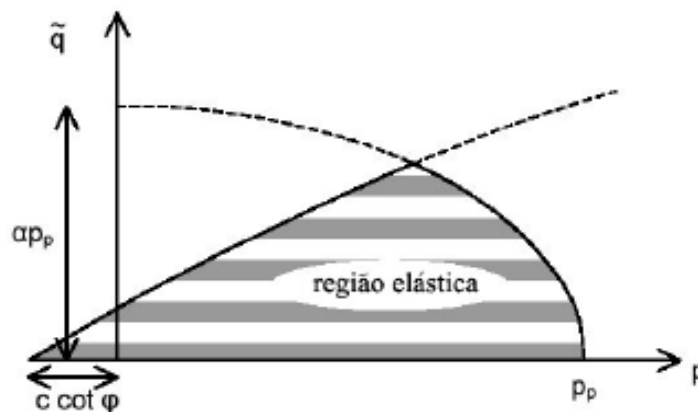


Figura 3.9 – Superfície de plastificação no plano p-q, Brinkgreve (2002).

A Figura 3.9 ilustra a superfície de plastificação no plano p-q. Para fechar a região elástica na direção do eixo p, uma função de plastificação do tipo $\alpha p f_c$ é introduzida:

$$f_c = \frac{\tilde{q}^2}{\alpha^2} + p^2 - p_p^2 \quad \text{Eq 3.21}$$

onde: α = parâmetro auxiliar relacionado com $k_o = 1 - \text{sen} \phi$

$$p = \frac{-(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)}{3} \quad \text{Eq 3.22}$$

p_p = tensão de pré-adensamento

$$\bar{q} = \sigma_1 + (\delta - 1) \cdot \sigma_2 - \delta \cdot \sigma_3 \quad \text{Eq 3.23}$$

$$\delta = \frac{(3 + \text{sen}\phi)}{(3 - \text{sen}\phi)} \quad \text{Eq 3.24}$$

Sem a função *cap* não é possível formular o modelo com valores de E_{50} e E_{oed} independentes. O módulo de Young irá controlar a superfície de plastificação devido ao cisalhamento e o módulo oedométrico controla a superfície de plastificação *cap*.

A Figura 3.10 representa a superfície de plastificação do espaço de tensões principais. É possível verificar a forma hexagonal do critério de ruptura clássico de Mohr-Coulomb.

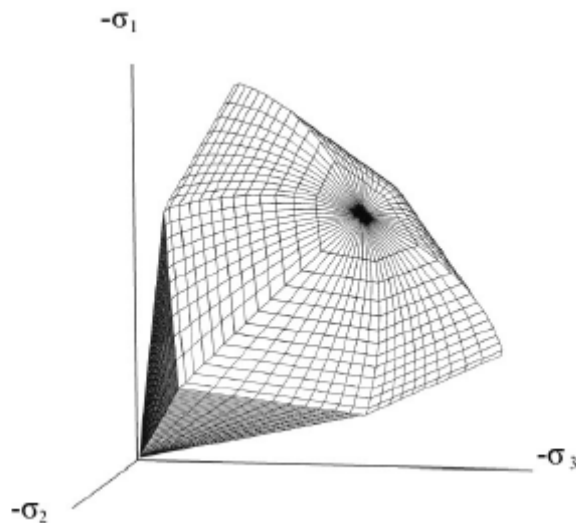


Figura 3.10 – Representação da superfície de plastificação no espaço de tensões principais, Brinkgreve (2002).

3.3.4.- *Soft Soil*

O modelo *Soft Soil* é um modelo do tipo *Cam-Clay* utilizado para solos moles, como argilas normalmente adensadas e turfas. As principais características deste modelo resumidas por Brinkgreve (2002) são as seguintes:

- Rigidez de acordo com o nível de tensões;
- Distinção entre carregamento primário e descarregamento-recarregamento;
- Registro de tensão de pré-adensamento;
- Critério de ruptura de acordo com o modelo de Mohr-Coulomb.
- Rigidez de acordo com o nível de tensões;

- Distinção entre carregamento primário e descarregamento-recarregamento;
- Registro de tensão de pré-adensamento;
- Critério de ruptura de acordo com o modelo de Mohr-Coulomb.

3.3.5.- *Jointed Rock*

O modelo *Jointed Rock* é um modelo elasto-plástico anisotrópico, capaz de simular o comportamento de rochas fraturadas ou com estratigrafia. O modelo assume uma rocha intacta com planos estratigráficos e/ou fraturas. O comportamento da rocha intacta é considerado como elástico com anisotropia cruzada (isotropia transversal), quantificado por cinco parâmetros e uma direção. Podem ser definidos até três planos, onde o primeiro deve coincidir com a direção da anisotropia elástica. Cada plano pode ter uma resistência ao cisalhamento distinta. As características básicas do modelo são as seguintes:

- Comportamento elástico anisotrópico para a rocha intacta;
- Critério de ruptura de acordo com Coulomb, em três direções;
- Resistência à tração limitada em três direções.

Maiores detalhes sobre o modelo *Jointed Rock* podem ser obtidos em Brinkgreve (2002).

3.3.6.Considerações Finais sobre os Modelos Constitutivos

O programa PLAXIS possui diversos modelos constitutivos para simular o comportamento de solos e rochas. O modelo linear elástico representa a Lei de Hooke, e a teoria da elasticidade linear isotrópica. Sua utilização é limitada e deve ser empregado em estruturas rígidas inseridas no solo. O modelo de Mohr-Coulomb, amplamente conhecido, pode ser utilizado para uma primeira aproximação, pois não considera a variação da rigidez do solo com o nível de tensões. O *Hardening-Soil* é um modelo hiperbólico do tipo elasto-plástico que envolve endurecimento por compressão podendo simular a compactação irreversível do solo sob compressão primária. O modelo pode ser utilizado para simular o comportamento de areias e pedregulhos, assim como o de materiais mais finos, como siltes e argilas.

3.4. Validação do Programa

A primeira etapa do presente estudo consistiu na validação do programa computacional Plaxis em análises de escavações escoradas. Procedeu-se à reprodução de um caso típico (hipotético) de escavação escorada, em um solo homogêneo, isotrópico, de natureza arenosa, acima do nível d'água. O caso simples foi selecionado de forma a reduzir

o número de variáveis e permitir um estudo detalhado de alguns aspectos significativos do comportamento das paredes das escavações. Para facilitar o cálculo das equações de equilíbrio a partir do método do equilíbrio limite, que servirá de base para nortear as comparações com a aplicação do Plaxis, foi introduzido um nível de escoramento no topo da cortina, conforme ilustrado na Figura 3.11.

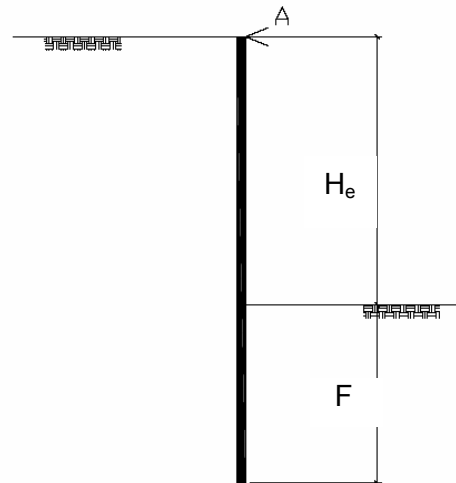


Figura 3.11 – Escavação escorada típica

O caso típico foi calculado por equilíbrio limite pelos métodos do apoio livre e do apoio fixo, para alturas de escavação (H_e), variando de 5 a 10m. O empuxo atuante na parede foi determinado a partir da Teoria de Rankine, considerando a atuação do equilíbrio limite inferior (ativo) e superior (passivo), acima e abaixo do nível de escavação.

Tschebotarioff (1962) detalha os dois métodos de cálculo, estabelecendo as equações de equilíbrio a serem utilizadas em cada caso. No Método do Apoio Livre a ficha é pequena, conseqüentemente, a ação do solo sobre a ficha não é capaz de promover uma restrição efetiva de forma a induzir esforços de flexão negativos no trecho inferior da parede. Já no Método do Apoio Fixo, a ficha é longa o suficiente para que a ação do solo sobre a parede, abaixo da linha da escavação, exerça uma restrição efetiva, resultando em momentos fletores negativos na extremidade inferior da cortina.

Velloso e Lopes (1975) ressaltam que a experiência mostra que a solução de cortina calculada pelo Método do Apoio Fixo é mais econômica. Embora a cortina tenha que ser mais longa, os momentos fletores são bastante inferiores aos calculados para o Método do Apoio Livre, o que resulta em menores espessuras (e menor peso) de parede.

No entanto, Velloso e Lopes (1975) também ilustram casos em que o emprego do Método do Apoio Livre se impõe. Por exemplo, quando se observa a ocorrência de argilas de baixa à média consistência abaixo da linha de escavação. Nesta situação, mesmo uma ficha mais longa não é suficiente para que a ação do solo no trecho enterrado da parede

promova a restrição necessária ao emprego do Método do Apoio Fixo. Uma segunda situação é quando da ocorrência de alteração de rocha próxima à linha de escavação, dificultando a penetração adicional da parede e inviabilizando, assim, a utilização do Método do Apoio Fixo.

Foram assim obtidos, para cada altura de escavação, os valores de comprimento de ficha, esforços de flexão na parede e reação na linha de escoramento. Nas simulações numéricas, não foi considerado qualquer acréscimo ao valor calculado da ficha, uma vez que se objetivou uma comparação direta entre o cálculo por equilíbrio limite e o cálculo numérico.

A Figura 3.12 mostra a geometria adotada para a representação da escavação no programa Plaxis. Ressalta-se que as dimensões da malha foram suficientes para evitar a influência dos contornos (restrições) na magnitude das tensões e deformações previstas. A escavação foi executada em apenas uma etapa, levando em consideração os comprimentos de ficha e parade calculados para cada altura de escavação.

Para representação do comportamento tensão-deformação do solo foi adotado o modelo elastoplástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb (Modelo Mohr-Coulomb). O comportamento do escoramento e da parede foi considerado como linear elástico, sendo a escora representada por um elemento de extremidade fixa (*fixed-end-anchor*), e a parede por um elemento de placa (*plate*). Os elementos de placa são definidos a partir da rigidez axial (EA), da rigidez à flexão (EI), da espessura da placa (d) e do coeficiente de Poisson (ν), enquanto o elemento de extremidade fixa é definido apenas pela rigidez axial (EA). Ambos os elementos são regidos pelo modelo elástico linear, e serão detalhados no capítulo 6, que apresenta a modelagem do caso de obra.

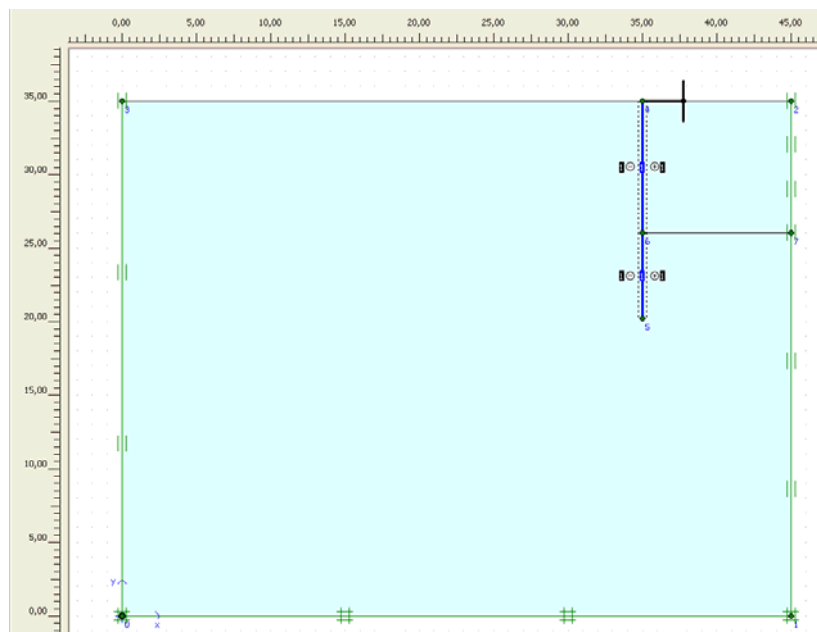


Figura 3.12 – Representação da escavação no programa PLAXIS.

Os parâmetros adotados para a representação do solo, da escora e da parede estão listados na Tabela 3.1.

A escavação típica em estudo é realizada em um solo arenoso de média compactidade. Para um horizonte de areia muito compacta, um modelo de solo que contemplasse o efeito da dilatância seria mais recomendado. Para as condições iniciais, as tensões na análise numérica foram consideradas no repouso, com K_0 igual a 0,5.

Cabe ressaltar que a parede foi considerada como sendo do tipo diafragma, de concreto armado. Como o cálculo por equilíbrio limite foi feito por Rankine, sem levar em conta o atrito entre o solo e a parede, na análise numérica procurou-se considerar inicialmente a parede como perfeitamente lisa, ou seja, com um ângulo de atrito (δ) nulo entre a parede e o solo, o que equivale a um fator de redução de resistência na interface igual a zero. Porém, o Plaxis não permite esta opção de R_{inter} na entrada de dados. Análises executadas para valores de R_{inter} entre 0,1 a 0,5 mostraram a semelhança dos resultados para os valores de 0,1 a 0,3. Selecionou-se, então, um fator de redução de resistência na interface igual a 0,3, que corresponde a uma interface praticamente lisa. No modelo numérico, também procurou-se variar a espessura da parede, de forma a verificar a influência da rigidez da parede na mobilização dos empuxos, na magnitude dos esforços e deslocamentos horizontais e nos recalques superficiais nas proximidades da escavação.

Tabela 3.1 – Parâmetros representativos dos materiais envolvidos na modelagem de uma escavação escorada típica

Solo	Peso específico	γ (kN/m ³)	18
	Módulo de Young	E (kN/m ²)	50.000
	Coefficiente de Poisson	ν	0,3
	Ângulo de atrito	ϕ (°)	30
	Coesão	c (kPa)	0
	Ângulo de Dilatância	ψ (°)	0
	Coefficiente de Empuxo no Repouso	k_0	0
Parede	Módulo de elasticidade do concreto	E (kN/m ²)	$3 \cdot 10^7$
	Peso específico	γ (kN/m ³)	25
	Espessura da parede	e (m)	0,3
		e (m)	0,65
Escora		e (m)	0,9
	Rigidez axial	EA (kN)	$4 \cdot 10^6$
	Espaçamento horizontal entre escoras	s (m)	4

As condições de contorno consistiram em restrições verticais e horizontais no entorno da escavação, representadas por apoios do 2º gênero, como indicado na Figura 3.11. Para a malha, que é gerada automaticamente, foi considerado o modelo de Deformação Plana, com elementos triangulares de 15 nós.

3.4.1. Análise de Esforços na Ancoragem

A Tabela 3.2 e a Tabela 3.3 apresentam os resultados obtidos dos esforços na ancoragem por meio dos cálculos dos empuxos por equilíbrio limite, utilizando, respectivamente, o Método do Apoio Livre (MAL) e Método do Apoio Fixo (MAF). Nestas tabelas, são apresentados também os resultados através das análises no programa Plaxis. A Figura 3.13 e a Figura 3.14 ilustram, de forma gráfica, estes mesmos resultados.

Pode-se perceber na Figura 3.13, que utilizando o Método do Apoio Livre, para uma espessura de 30cm, os valores obtidos numericamente foram bem próximos aos valores analíticos. Para parede com espessura de 65cm, os valores do Plaxis foram cerca de 20% maiores e para paredes com espessura de 90cm os valores obtidos pelo Plaxis foram cerca de 40% superiores aos resultados analíticos. Conforme esperado, a maior rigidez da parede resulta em uma redução dos deslocamentos e mobilização de empuxos superiores ao empuxo ativo e inferiores ao empuxo passivo. Posteriormente, quando forem apresentadas as tensões na parede, este aspecto será melhor ilustrado. Cabe destacar que, para escavações superiores a 7,0m de profundidade, com a parede funcionando como apoio livre, não é viável a utilização de uma parede com 30cm. O que explica a ausência destes resultados na Figura 3.13.

Tabela 3.2 – Resultados analíticos (MAL) e numéricos (Plaxis) dos esforços (A) na ancoragem.

Método do Apoio Livre (MAL)						
Altura da Escavação (m)	Ficha (m)	Comp. da parede (m)	A (kN)	A (kN) - PLAXIS		
				e=30cm	e=65cm	e=90cm
5	2,00	7,00	38,67	40,37	50,81	66,75
6	2,40	8,40	56,16	62,79	78,98	102,16
7	2,81	9,81	75,98	86,92	96,26	118,50
8	3,21	11,21	98,78	-	115,60	139,40
9	3,61	12,61	125,41	-	145,40	169,30
10	4,01	14,01	154,68	-	184,10	211,20

Tabela 3.3 – Resultados analíticos (MAF) e numéricos (Plaxis) dos esforços (A) na ancoragem.

Método do Apoio Fixo (MAF)						
Altura da Escavação (m)	Ficha (m)	Comp. da parede (m)	A (kN)	A (kN) - PLAXIS		
				e=30cm	e=65cm	e=90cm
5	3,20	8,20	31,30	36,13	42,78	62,35
6	3,85	9,85	45,00	56,21	59,35	74,77
7	4,49	11,49	61,25	77,51	77,21	97,57
8	5,12	13,12	80,00	99,73	96,42	119,30
9	5,77	14,77	101,30	126,00	118,90	142,20
10	6,40	16,40	125,00	-	147,60	168,00

Utilizando o Método do Apoio Fixo, Figura 3.14, o programa Plaxis forneceu valores de esforços no nível de ancoragem cerca de 20% superiores aos determinados analiticamente, quando se considerou uma parede de espessura de 30 a 65cm. Já para uma espessura de parede de 90cm, os valores fornecidos pelo Plaxis superaram em cerca de 40% os valores calculados por equilíbrio limite. Estes resultados, qualitativamente, são similares aos da Figura 3.13, quais sejam, as análises numéricas contemplam maiores valores de empuxo por considerarem a rigidez (e, portanto, deslocabilidade) efetiva da parede, não mobilizando os digramas de Rankine em toda a extensão da parede. Quanto maior a espessura, maior a restrição e maiores os esforços.

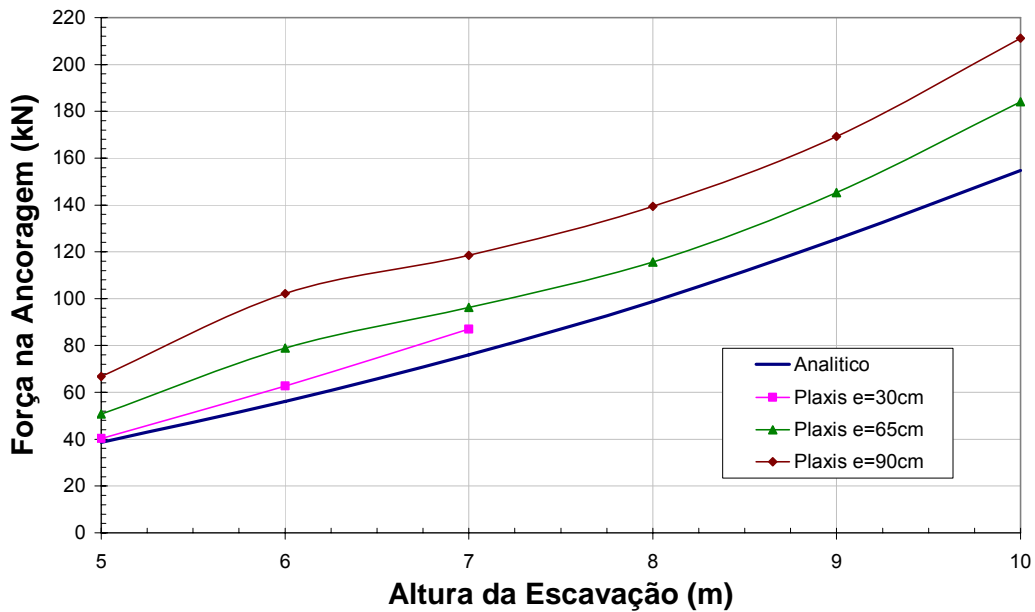


Figura 3.13 – Resultados analíticos (MAL) e numéricos (Plaxis) dos esforços (A) na ancoragem.

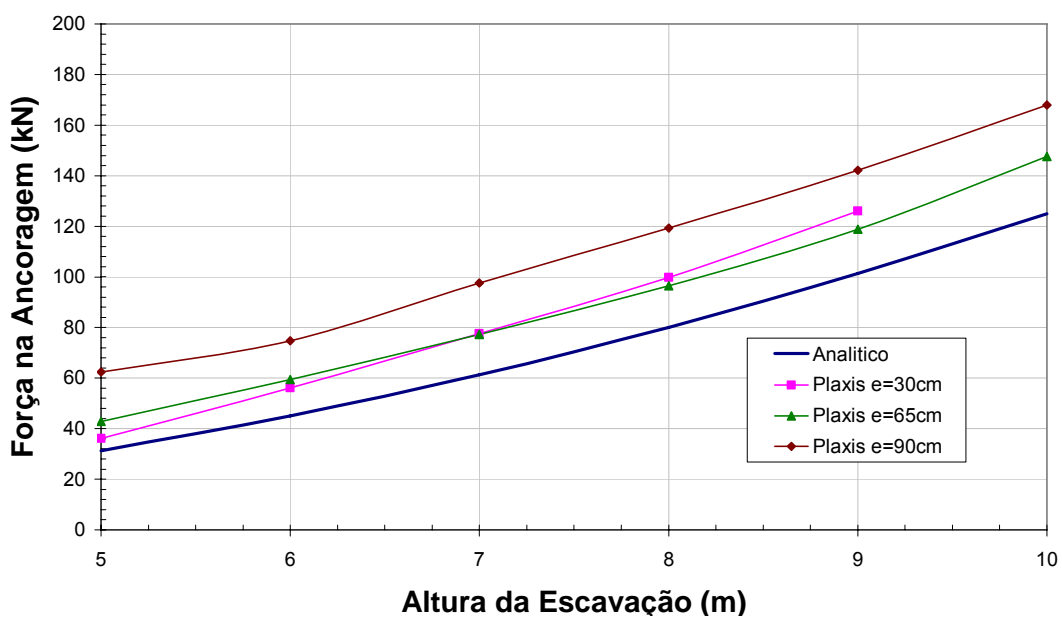


Figura 3.14 - Resultados analíticos (MAF) e numéricos (Plaxis) dos esforços (A) na ancoragem.

Cabe destacar que em ambos os casos, seja o Método do Apoio Livre, com menor ficha, ou o Método do Apoio Fixo, com ficha mais longa, a variação do esforço no nível da ancoragem apresentou a mesma tendência de crescimento das análises pelo Plaxis.

3.4.2. Análise dos Esforços de Flexão na Parede

Na análise dos esforços de flexão na parede, foram comparados não só os valores máximos obtidos, mas também o diagrama dos esforços ao longo da profundidade.

A Tabela 3.4 e a Tabela 3.5 apresentam os valores obtidos por equilíbrio limite e pelo Plaxis nas duas situações (extensão da ficha) analisadas anteriormente.

Tabela 3.4 – Resultados analíticos (MAL) e numéricos (Plaxis) dos momentos máximos.

Método do Apoio Livre (MAL)						
Altura da Escavação (m)	Ficha (m)	Comp. da parede (m)	M máx. (kNm)	Mmáx. (kNm) - PLAXIS		
				e=30cm	e=65cm	e=90cm
5	2,00	7,00	92,56	67,57	96,47	116,88
6	2,40	8,40	162	112,12	168,48	204,78
7	2,81	9,81	254,92	165,33	237,06	276,62
8	3,21	11,21	377,88	-	333,91	394,29
9	3,61	12,61	540,56	-	466,40	552,54
10	4,01	14,01	740,46	-	600,49	713,82

Tabela 3.5 – Resultados analíticos (MAF) e numéricos (Plaxis) dos momentos máximos.

Método do Apoio Fixo (MAF)						
Altura da Escavação (m)	Ficha (m)	Comp. da parede (m)	M máx. (kNm)	Mmáx. (kNm) - PLAXIS		
				e=30cm	e=65cm	e=90cm
5	3,20	8,20	67,4	55,75	84,17	109,61
6	3,85	9,85	116,2	94,00	142,68	176,95
7	4,49	11,49	184,5	135,81	199,92	248,68
8	5,12	13,12	275,4	192,24	276,84	342,84
9	5,77	14,77	392,1	275,69	369,67	466,01
10	6,40	16,40	537,9	-	484,15	598,21

No Método do Apoio Livre, Figura 3.15, pode-se observar que o programa Plaxis reproduz coerentemente o aumento no momento máximo com a profundidade da escavação. Nota-se também, conforme esperado, que os esforços de flexão aumentem quando se aumenta a espessura da parede, já que o aumento da rigidez gera uma maior restrição aos deslocamentos horizontais, resultando em maiores esforços.

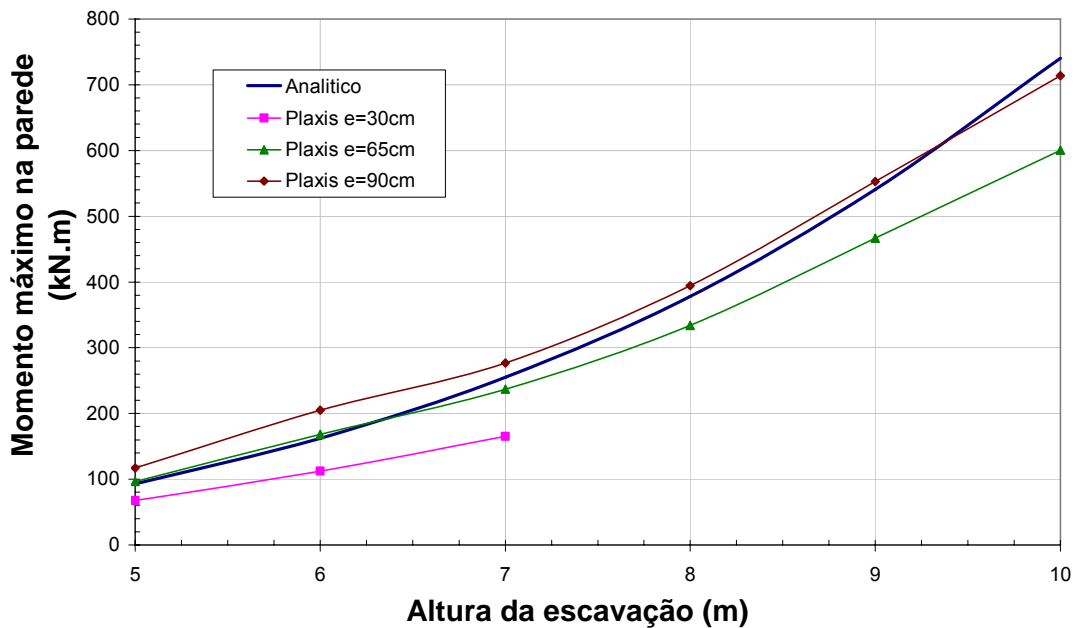


Figura 3.15 - Resultados analíticos (MAL) e numéricos (Plaxis) dos momentos máximos na parede.

É interessante notar também, Figura 3.15, que os valores de momento máximo fornecidos numericamente estão bastante próximos aos obtidos por equilíbrio limite quando se considera uma espessura de parede igual a 0,65m, com alturas de escavação inferiores a 7,00m. Para maiores alturas de escavação, os resultados de momento máximo se aproximam aos obtidos para paredes de espessura iguais a 0,90m. Este resultado está de acordo com o que se adota na prática, uma vez que alturas de escavação maiores exigem paredes de maior espessura, ou seja, a diferença na abordagem, em projetos correntes, não leva à diferenças significativas ao se utilizar os métodos usuais, quando comparados à uma análise mais refinada.

Na Figura 3.16 são apresentados os diagramas de esforços de flexão, obtidos numericamente para as alturas de escavação de 5 m, 7 m e 9 m, para a parede com espessura de 65 cm. Conforme esperado, aumentando-se a altura da escavação os esforços aumentam, e a forma do diagrama é próximo ao que se obtém com os diagramas de equilíbrio limite de Rankine, representado pela linha contínua.

Na Figura 3.17 a altura de escavação permanece constante, $H_e=5$ m, enquanto é variada a espessura da parede, 30 cm, 65 cm e 90 cm. Os esforços crescem com a rigidez da parede, conforme esperado.

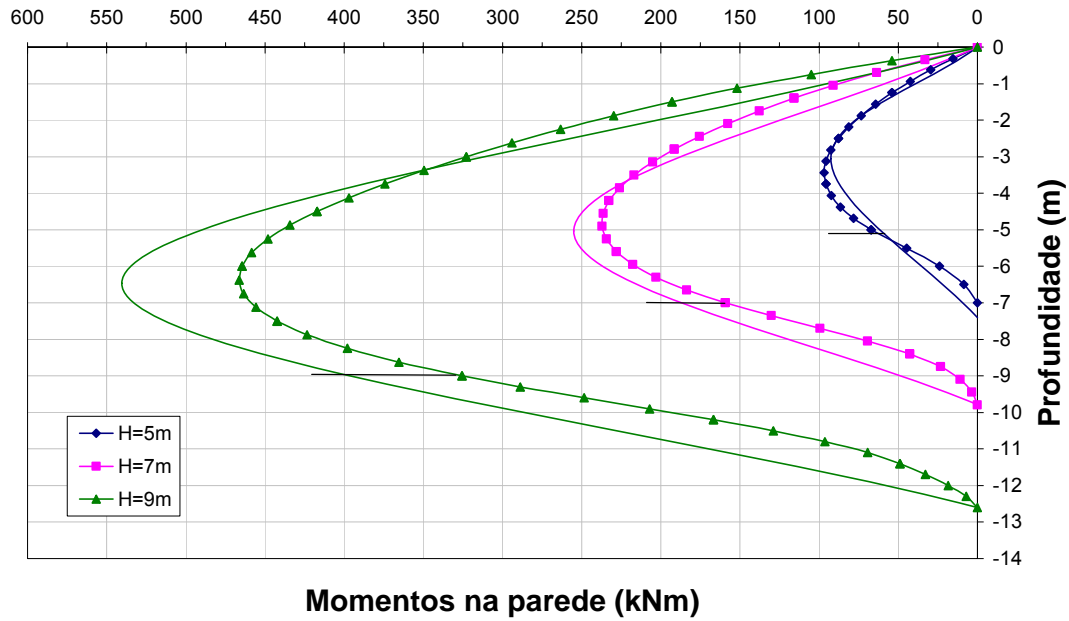


Figura 3.16 - Perfil dos momentos na parede ($e=65\text{cm}$), variando a altura da escavação, pelo MAL e pela análise numérica.

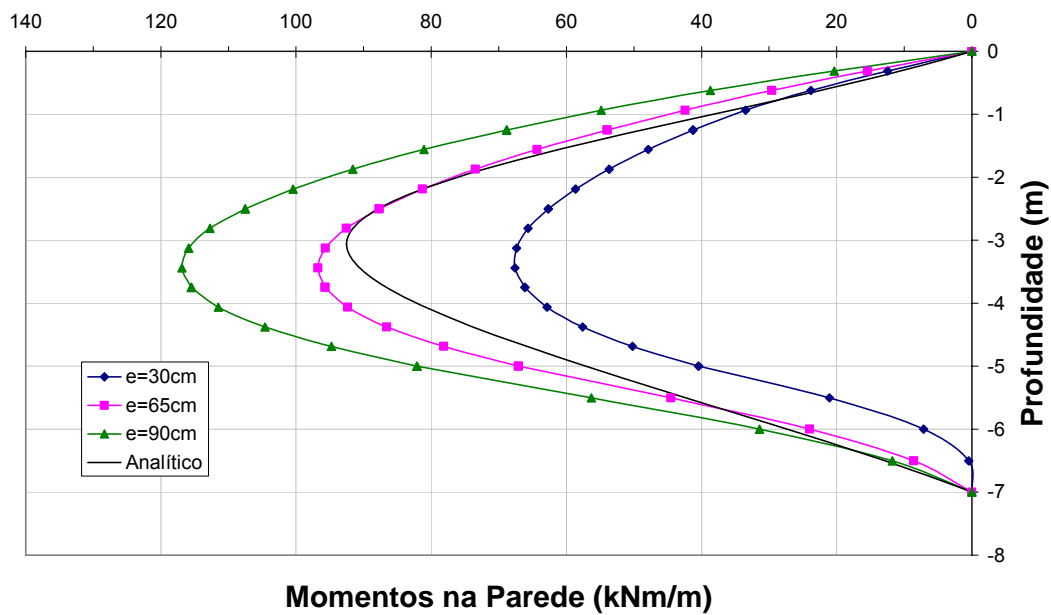


Figura 3.17 - Perfil dos momentos na parede para escavação de 5 m, variando a espessura, pelo MAL e pela análise numérica.

No Método do Apoio Fixo (Figura 3.18), observam-se valores de momento máximo determinados analiticamente próximos aos determinados numericamente para a espessura de parede de 0,65 m, enquanto a concordância foi maior para a espessura de 90 cm para o

apoio livre. De fato, no Método do Apoio Fixo era de se esperar uma redução na espessura da parede, para uma mesma profundidade de escavação, já que a ficha mais longa contribui para a restrição da rotação no trecho inferior da parede, com conseqüente redução de esforços (e redução da espessura).

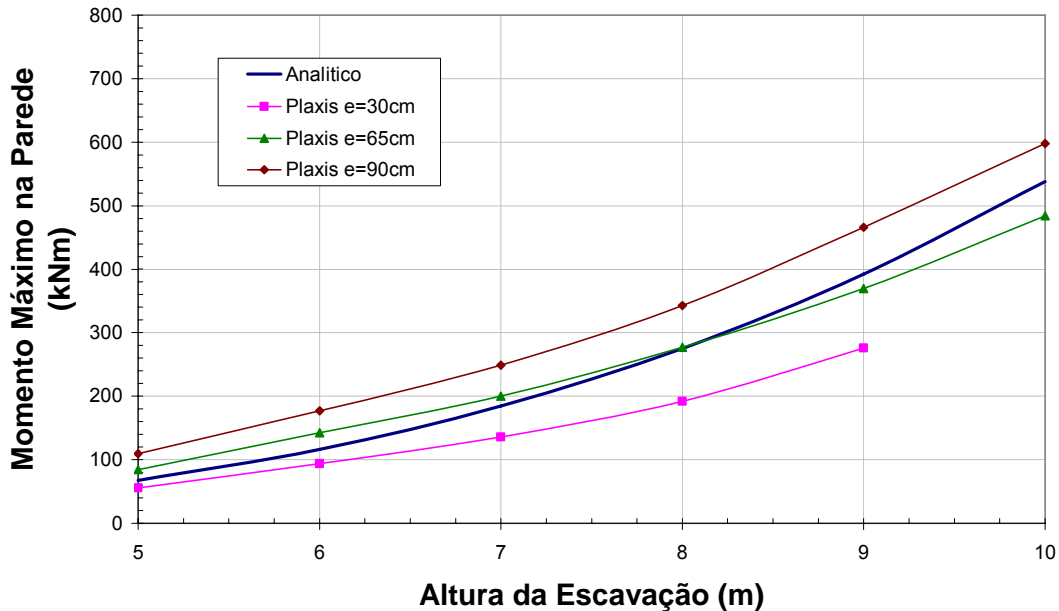


Figura 3.18 - Resultados analíticos (MAF) e numéricos (Plaxis) dos momentos máximos na parede.

A Figura 3.19, apresenta os esforços de flexão para escavações de alturas diferentes e paredes com espessura de 65 cm. Esta figura mostra que a ficha mais longa, determinada pelo Método do Apoio Fixo, é responsável pela redução dos esforços de flexão. Verifica-se, porém, que esta redução é mais efetiva no método analítico (MAF) do que na modelagem numérica. Esta ocorrência pode ser atribuída à maior restrição aos deslocamentos na análise numérica, o que leva a uma menor mobilização do empuxo passivo no trecho inferior da parede.

Ao variar a espessura da parede, Figura 3.20, tem-se, para mesma altura de escavação ($H=5\text{m}$) esforços de flexão maiores acima do nível da escavação para as paredes mais rígidas. Porém, no trecho da ficha, os esforços são maiores para as menores espessuras de parede. No próximo item, que tratará sobre a análise da deformada da parede, este aspecto poderá ser melhor compreendido. De fato, a parede mais rígida apresenta deslocamentos de flexão reduzidos, em relação aos deslocamentos de corpo rígido, tendendo a girar em torno do ponto de ancoragem, não oferecendo restrição efetiva à rotação no trecho da ficha. Neste caso, a parede irá funcionar de forma análoga à calculada como apoio livre.

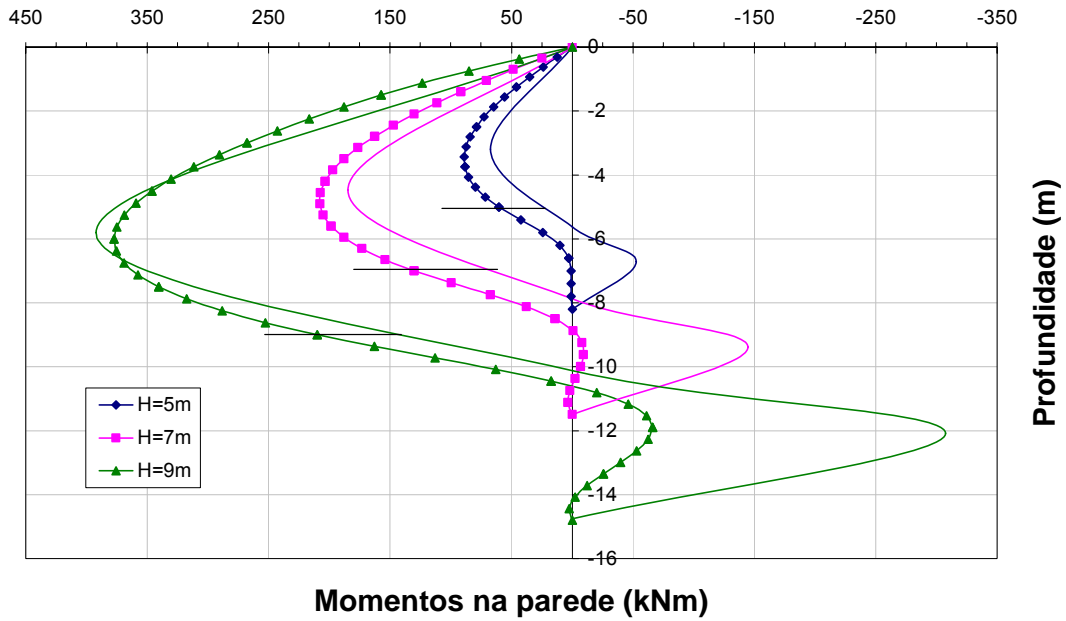


Figura 3.19 - Perfil dos momentos na parede ($e=65\text{cm}$), variando a altura da escavação, pelo Método do Apoio Fixo e pela análise numérica.

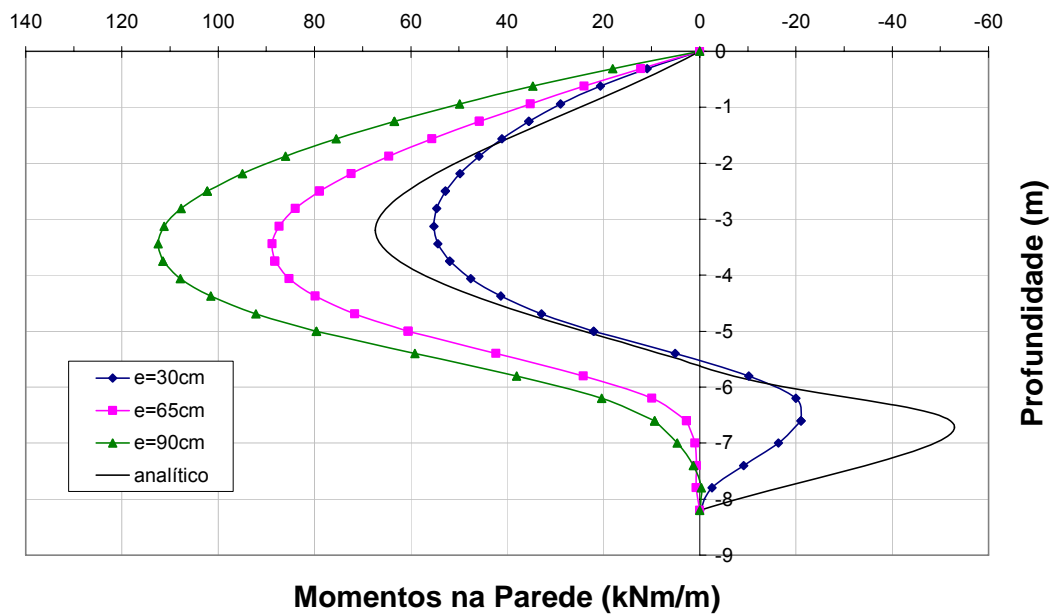


Figura 3.20 - Perfil dos momentos na parede para escavação de 5 m, variando a espessura, pelo Método do Apoio Fixo e pela análise numérica.

3.4.3. Análise de Tensões

Neste item os resultados das tensões horizontais na parede, obtidos pelo programa PLAXIS, são comparados aos correspondentes à teoria clássica de Rankine. Nas figuras são apresentados, para comparação com o Plaxis, os diagramas de ativo, passivo e repouso, embora apenas os diagramas ativo e passivo de Rankine tenham sido utilizados no cálculo analítico.

Foram consideradas, primeiramente, alturas de escavação de 5 m, 7 m e 9 m para paredes com espessura constante de 65 cm (Figura 3.21). Observa-se que existe nos dois primeiros metros de escavação um pico de tensões, provavelmente gerado pela escora no topo da escavação. Aumentando a profundidade chega-se a uma mobilização do empuxo ativo, e a partir do fundo da escavação as tensões tendem a voltar ao estado de repouso.

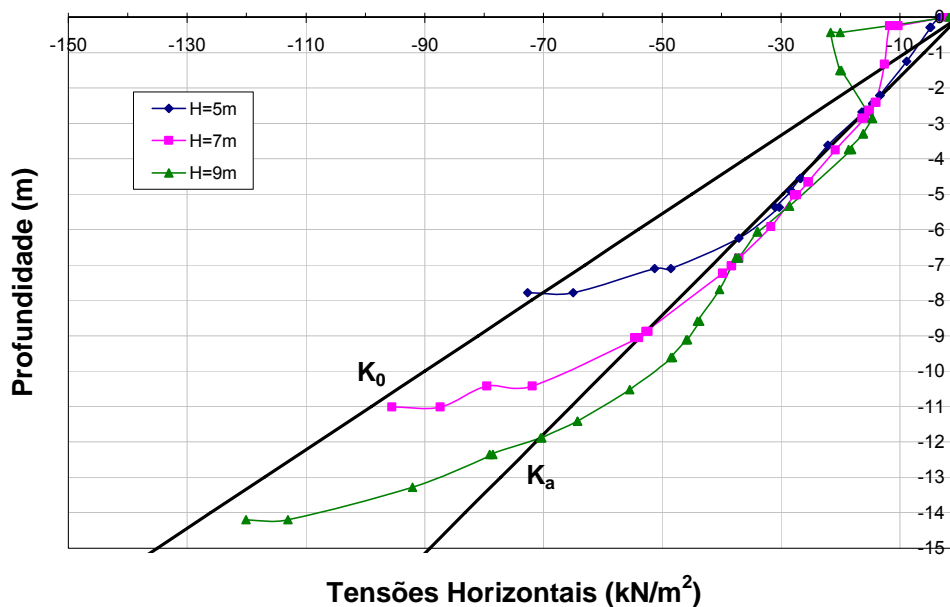


Figura 3.21 - Distribuição de tensões horizontais com espessura da parede constante e variando a altura da escavação.

Cabe observar, na Figura 3.21, um trecho expressivo da parede com mobilização de tensões horizontais inferiores ao valor ativo de Rankine. Esta ocorrência pode ser atribuída ao emprego, na modelagem numérica, de interface não perfeitamente lisa, o que resulta na mobilização de uma parcela de tensão cisalhante, reduzindo, assim, o valor da componente normal do empuxo.

Na segunda análise considerou-se a altura de escavação constante de 5,00m e as espessuras da parede variando entre 30, 65 e 90cm. Na Figura 3.22 é interessante notar que a distribuição de tensões obtida pelo Plaxis encontra-se dentro do intervalo das tensões

no repouso e no estado ativo. Para paredes com espessura entre 30cm e 65cm, o estado ativo é mobilizado entre as profundidades de 2,5m e 4,5m, onde são esperadas as maiores deformações, o que é coerente. Para paredes com espessura de 90cm, o estado ativo não chega a ser mobilizado. Este fato pode ser justificado pela maior rigidez da parede, que impede que esta sofra uma deformação suficiente para sair do estado de repouso e mobilizar o estado ativo.

Na Figura 3.22 também se observa, num trecho da parede, tensões inferiores ao estado ativo, face à presença da interface não perfeitamente lisa.

Já no trecho da ficha, do lado escavado, o estado passivo chega a ser mobilizado somente no primeiro metro abaixo do nível da escavação, tendendo depois a voltar ao repouso.

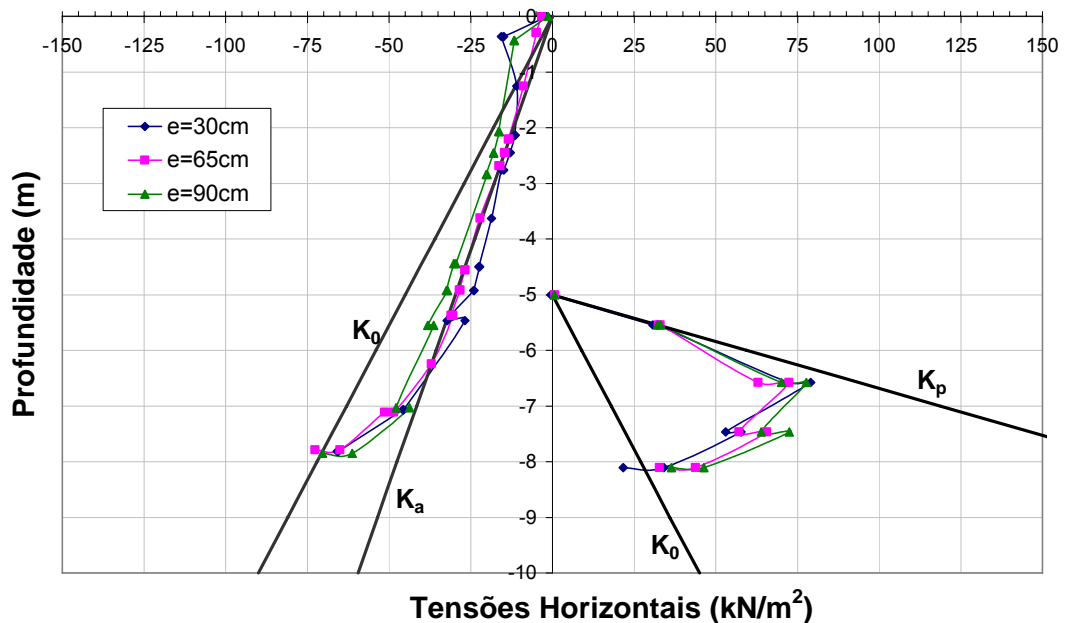


Figura 3.22 – Distribuição de tensões horizontais com altura da escavação constante ($H=5,0m$) e variando a espessura da parede (MAF).

3.4.4. Análise dos Deslocamentos da Parede

A forma dos perfis de deslocamento das paredes obtidos pelo programa Plaxis, considerando a geometria equivalente aos Métodos do Apoio Livre (ficha que não restringe as rotações no trecho inferior da parede) e do Apoio Fixo (ficha que apresenta uma restrição efetiva à rotação), apresentam-se bem semelhantes. No entanto, o perfil de deslocamento que leva em consideração o método do apoio livre (Figura 3.23) apresentou deslocamentos

maiores que o do método do apoio fixo (Figura 3.24), o que já era esperado já que a ficha mais extensa apresenta maior restrição no contorno inferior da parede, o que diminui os deslocamentos.

Para uma mesma espessura de parede, quando a altura escavada é pequena os deslocamentos horizontais da parede são maiores junto ao seu pé, mostrando que os deslocamentos de corpo rígido superam os deslocamentos de flexão. À medida que a escavação avança, os deslocamentos de flexão se tornam significativos, com deslocamentos máximos no trecho escavado da parede e menores no trecho da ficha, como ilustrado na Figura 3.23.

Ressalta-se que na Figura 3.23 os comprimentos das fichas e o comprimento total da parede variam para cada altura de escavação, já que estes foram calculados de acordo com o Método do Apoio Livre (MAL) (Tabela 3.2).

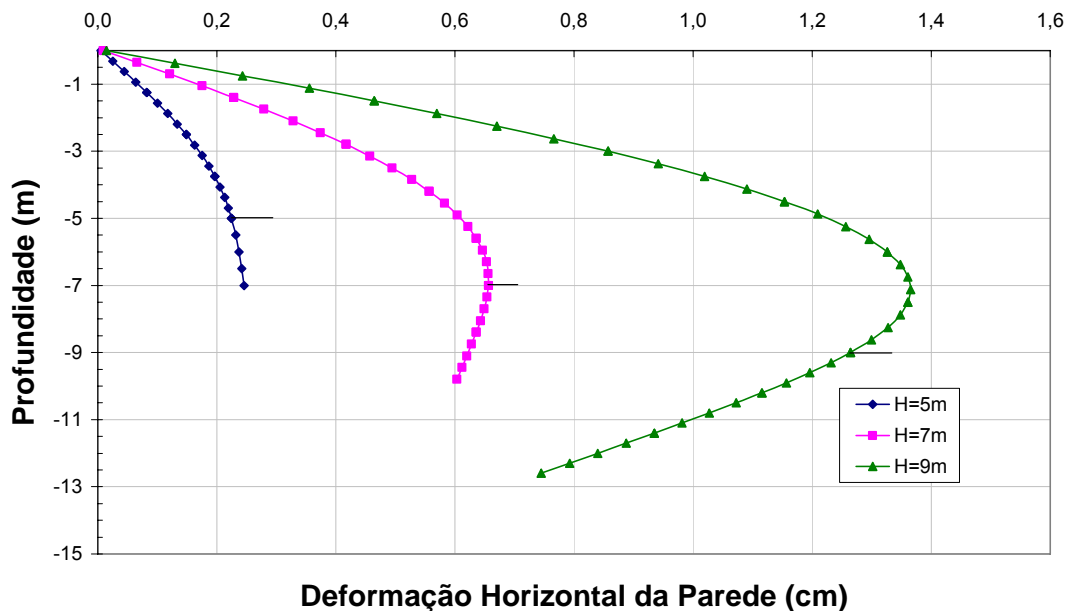


Figura 3.23 - Deslocamento da Parede, com espessura de 65cm e altura de escavação variando – Método do Apoio Livre (MAL).

Fixando-se a profundidade escavada, Figura 3.24, observa-se que a parede de maior espessura apresenta um comportamento de corpo rígido, enquanto a parede mais esbelta exhibe deslocamentos de flexão significativos.

No caso da parede com ficha mais longa, cujo cálculo analítico recai no método do apoio fixo, o aspecto da deformada, obtida pelo Plaxis, é similar, quando se comparam as Figura 3.23 e Figura 3.25. Porém, cabe salientar que o aumento da ficha resulta na redução do deslocamento da parede, em todo o seu comprimento. No entanto, para a escavação de

5 m a parede ainda apresenta um deslocamento preponderante de corpo rígido, com diferença muito pouco expressiva em relação à ficha mais curta, ou seja, a extensão maior da ficha não trouxe redução relevante nos deslocamentos neste caso.

A Figura 3.24 mostra a deformada da parede para uma escavação de 5m para diversas espessuras da parede. Ressalta-se que os comprimentos das fichas são equivalentes, uma vez que foram calculados de acordo com a altura da escavação, utilizando o Método do Apoio Fixo (MAF) (Tabela 3.3).

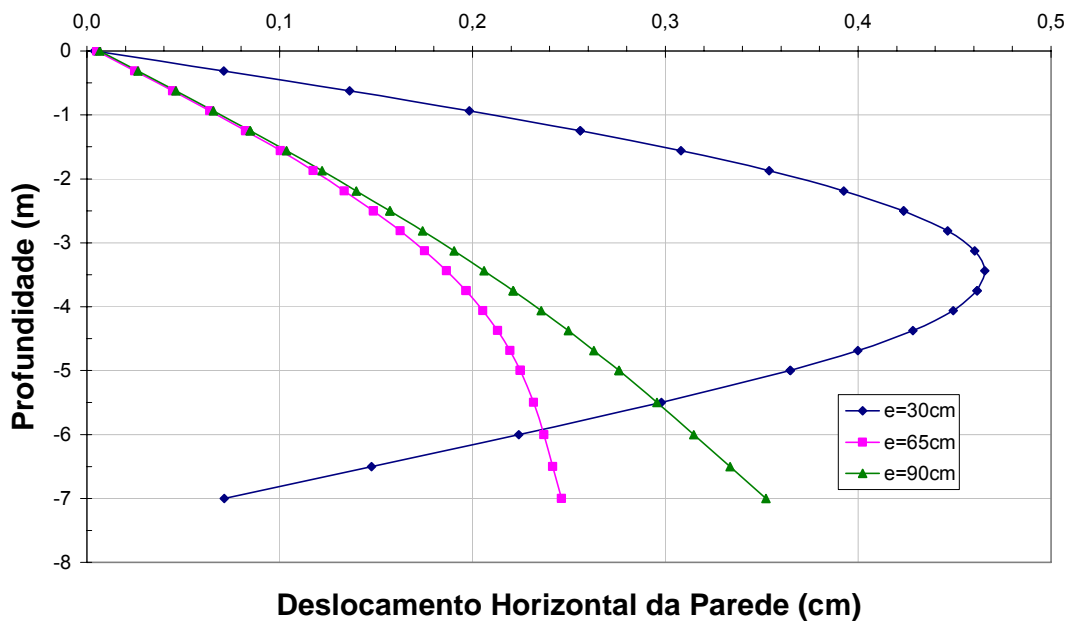


Figura 3.24 - Deslocamento da parede, altura de escavação de 5m e espessura de parede variando – Método do Apoio Livre (MAL).

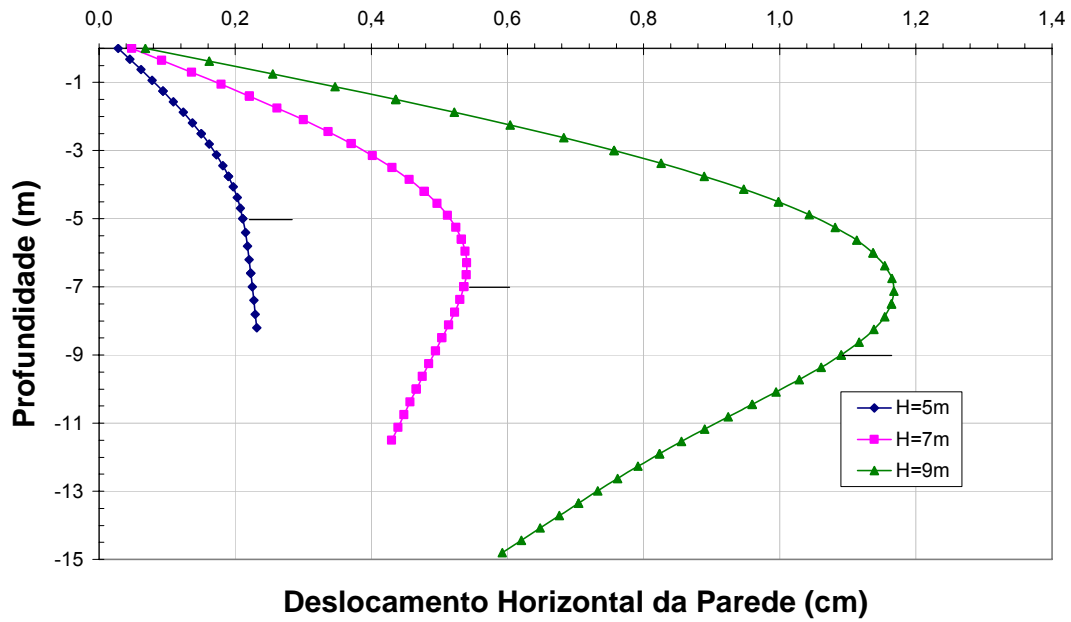


Figura 3.25 - Deslocamento da parede, com espessura de 65cm e altura de escavação variando – Método do Apoio Fixo (MAF).

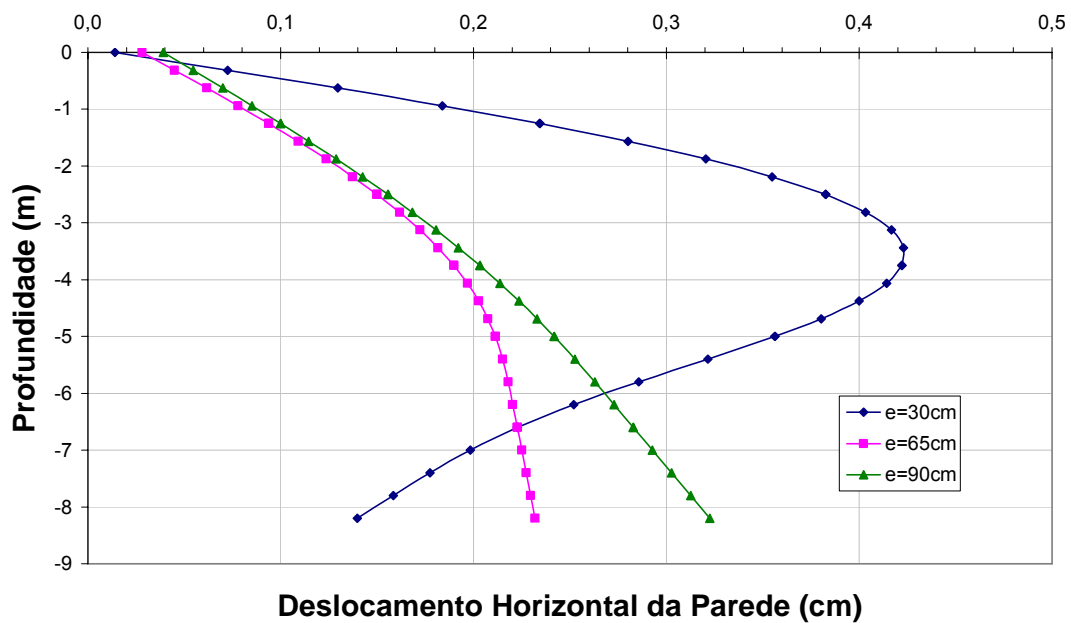


Figura 3.26 - Deslocamento da parede, altura de escavação de 5m e espessura de parede variando – Método do Apoio Fixo (MAF).

As análises anteriores revelam que além da extensão da ficha, a espessura (rigidez) da parede tem uma influência significativa no comportamento da parede como apoio livre

(sem restrição à rotação no trecho embutido da parede) e apoio fixo (com restrição à rotação). O cálculo comumente utilizado, com base nas equações de equilíbrio e diagramas de Rankine não considera este aspecto.

3.4.5. Análise de Recalques

Os perfis de recalques superficiais do maciço de solo no trecho escorado da parede obtidos pelo programa Plaxis para a escavação típica analisada são apresentados a seguir. Na Figura 3.27 são apresentados os perfis de recalque para a parede de 65 cm de espessura e diferentes alturas de escavação, no caso de ficha mais curta (compatível com o cálculo pelo Método do Apoio Livre).

Estes resultados inesperados causaram surpresa, num primeiro momento, uma vez que as contribuições dos autores que estudaram recalques junto a escavações, resumidas no capítulo 2, indicaram perfis de recalque descendentes em todo o trecho do maciço, o que é natural e compatível com os casos instrumentados, enquanto a Figura 3.27 revela levantamento do solo junto à parede. Num segundo momento, após análise detalhada de algumas contribuições sobre aplicação do MEF em escavações, verificou-se que Potts e Fourie (1984) e Potts e Fourie (1985) apresentaram simulações de uma escavação típica muito semelhante à análise aqui realizada. Potts e Fourie (1984) ressaltam que a previsão de levantamento na simulação pelo MEF ocorre em decorrência do alívio de tensões verticais do solo na frente da parede, que provoca o levantamento do solo no fundo da escavação. Potts e Fourie (1984) salientam que este perfil de recalques estaria em conformidade com os mecanismos propostos anteriormente por Burland, Simpson e St John (1979). A Figura 3.28, extraída de Potts e Fourie (1984), ilustra os resultados obtidos por estes autores.

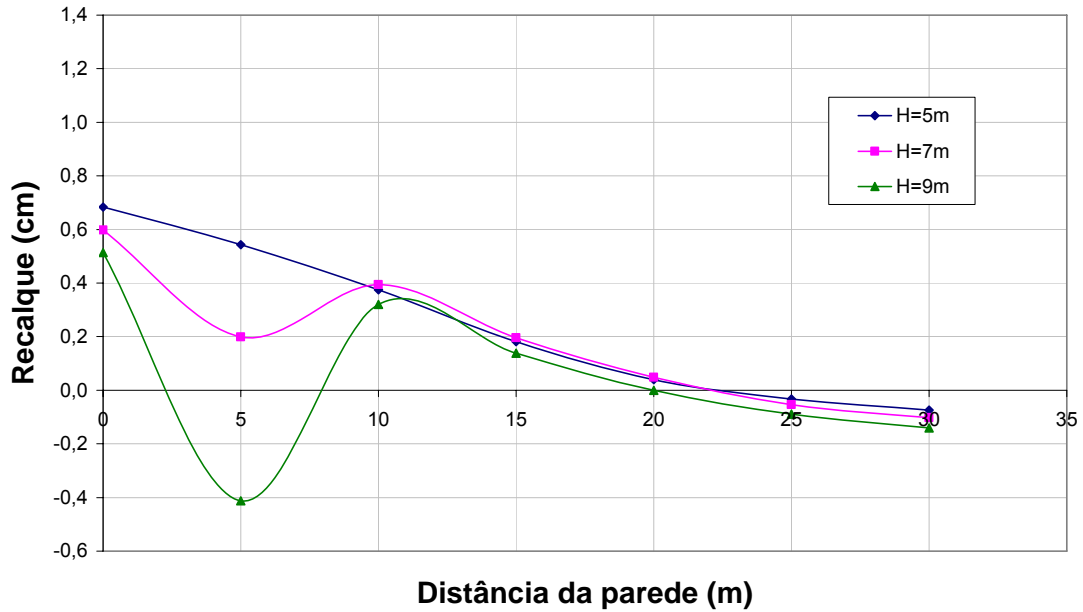


Figura 3.27 - Perfil de recalques para paredes com espessura de 65cm e diferentes alturas de escavação, com ficha compatível com o Método do Apoio Livre (MAL).

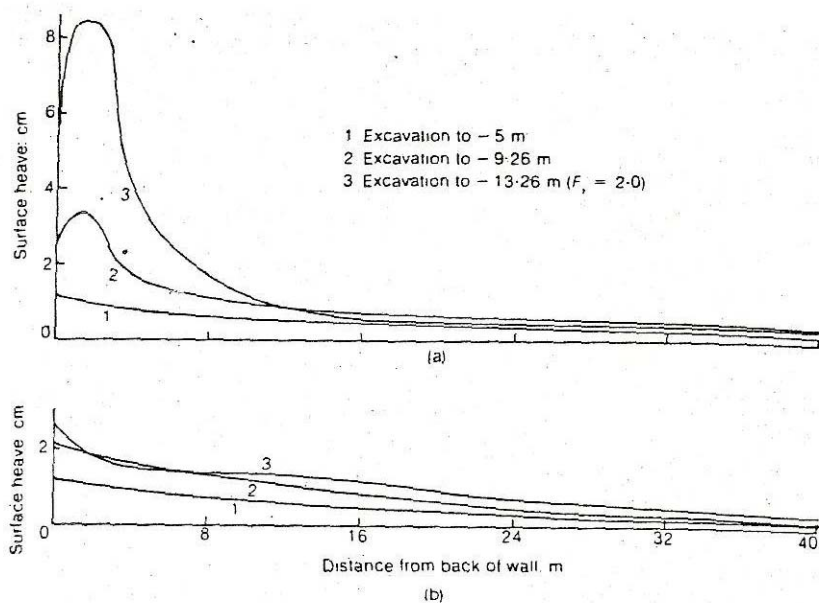


Figura 3.28 - Levantamento do solo superficial atrás da parede com base na análise de escavação de Potts e Fourie (1984) com (a) $K_0 = 2$ e (b) $K_0 = 0,5$.

Embora a segurança global ao levantamento de fundo seja elevada em solos arenosos, os deslocamentos existem e o levantamento da parede induz o mesmo comportamento nas vizinhanças do solo arrimado. Alves (1982) também previu um

comportamento semelhante quando procedeu a um estudo paramétrico de escavações utilizando o programa PROGEO1.

A Figura 3.27 apresenta, porém, alguns aspectos que diferem dos resultados de Potts e Fourie (1984), que estudou principalmente o efeito do estado de tensões iniciais K_0 no comportamento de paredes escoradas, Figura 3.28. Enquanto os resultados de Potts e Fourie (1984) revelam levantamentos maiores para maiores alívios de tensões, os resultados do Plaxis mostram uma tendência oposta. Procurou-se, então, reproduzir os resultados de Potts e Fourie (1984) que, no artigo, não explicitam o tipo de interface utilizada nas análises. Observou-se, nas análises pelo Plaxis, que quando se considera a interface rugosa para os exemplos de Potts e Fourie (1984), as análises procedidas pelo Plaxis reproduzem a Figura 3.28.

Procurou-se, em seguida, investigar os resultados do caso analisado neste capítulo com a consideração de interface rugosa, com R_{inter} igual a 1. Os resultados de recalques superficiais estão ilustrados na Figura 3.29.

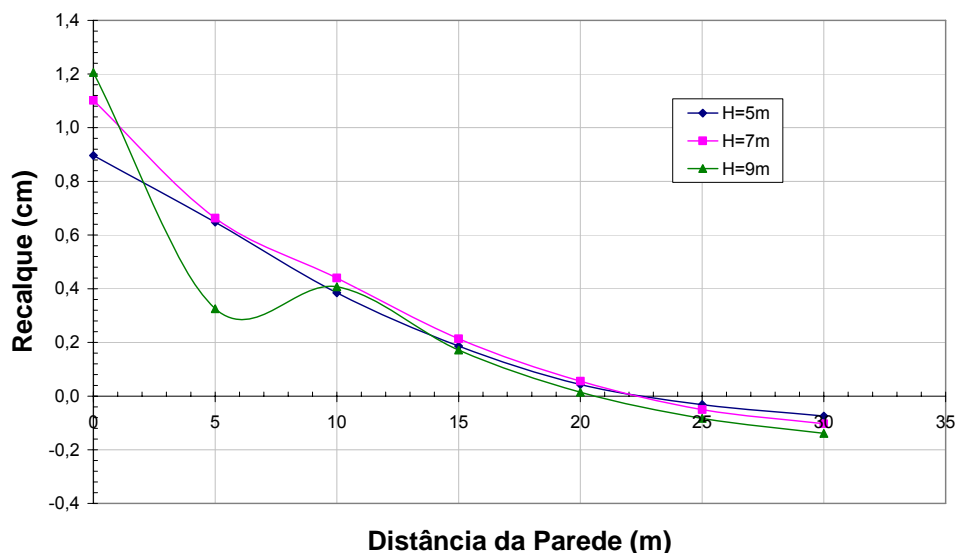


Figura 3.29 - Perfil de recalques para paredes rugosas com espessura de 65cm e diferentes alturas de escavação, ficha compatível com o Método do Apoio Livre (MAL)

A Figura 3.29 mostra um comportamento similar ao obtido por Potts e Fourie (1984) para $K_0=0,5$, com maiores levantamentos para maiores alívios de tensões.

Outro aspecto a ser observado consiste no fato da parede diafragma de Potts e Fourie (1984) ser bem mais rígida (1m de espessura), o que deve resultar em pequena influência dos recalques decorrentes do deslocamento horizontal da parede, enquanto a Figura 3.27 e a Figura 3.29 correspondem a uma parede bem mais flexível, com espessura de 65 cm.

Como os deslocamentos horizontais aumentam com a profundidade da escavação, no caso típico estudado o efeito deste deslocamento se mostrou muito mais significativo para maiores profundidades, o que parece justificar o comportamento encontrado neste trabalho.

De forma a melhor investigar e justificar a diferença encontrada acima, a Figura 3.30 ilustra os recalques superficiais obtidos para uma mesma profundidade de escavação e paredes rugosas ($R_{inter}=1$) com diferentes espessuras. A Figura 3.30 parece ilustrar que a parede mais flexível oferece menor restrição ao levantamento e maiores diferenças de recalque com a distância à parede.

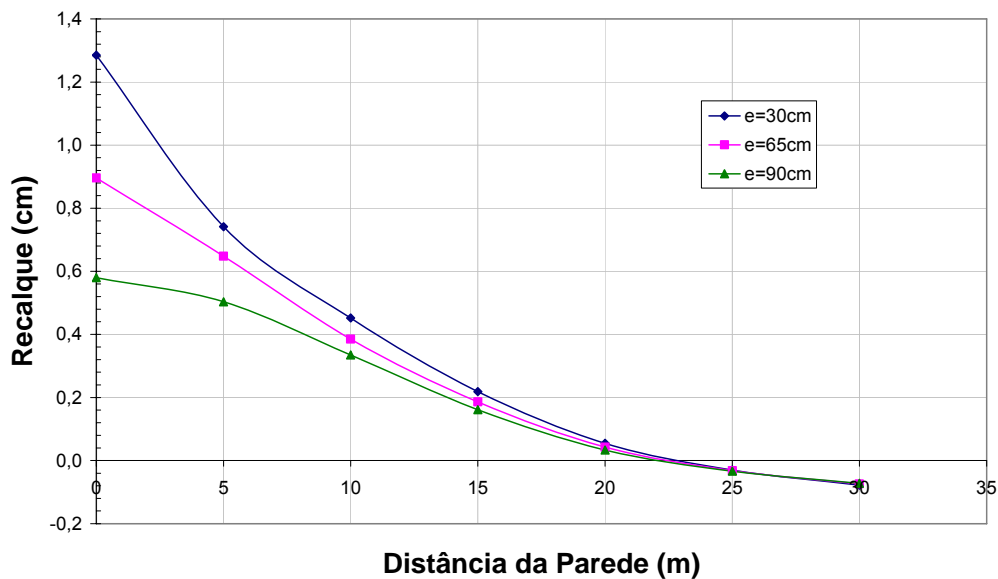


Figura 3.30 - Perfil de recalques para a profundidade de escavação de 5m, espessura de parede rugosa variável, com ficha compatível com o cálculo pelo MAL.

É importante observar que nenhum dos perfis de recalque obtidos com as análises procedidas a partir do programa Plaxis se assemelha aos perfis típicos encontrados na literatura (côncavo e “*spandrel*”). Para o caso analisado, segundo a literatura existente, seria esperado um perfil do tipo côncavo, pois as maiores deformações ocorrem em uma etapa mais profunda da escavação, já que o escoramento na superfície elimina a ocorrência do perfil do tipo “*spandrel*”. Tal perfil não ocorre em nenhum dos casos analisados no Plaxis.

É válido lembrar que os trabalhos citados anteriormente, como Alves (1982) e Potts e Fourie (1984), que também utilizaram análises feitas pelo MEF, se depararam com o mesmo tipo de problema, o que sinaliza para as conclusões de Hsieh e Ou (1998), já reportadas no capítulo 2, de que as dificuldades de modelagem do comportamento do solo e da interface entre o solo e a parede faz com que o Método dos Elementos Finitos não seja capaz de reproduzir de forma adequada o perfil de recalques gerados por uma escavação escorada.

A expectativa é de que com a introdução e ajuste dos elementos de interface, os recalques superficiais simulados possam se aproximar dos valores obtidos experimentalmente, aspecto que será melhor investigado no capítulo 6.

3.4.6.Considerações Finais sobre o Plaxis

O programa Plaxis, aplicado no caso típico analisado, apresentou uma boa aproximação para os valores dos esforços de flexão e esforços na ancoragem, fornecendo de forma coerente maiores esforços para maiores espessuras de parede. O perfil de deslocamentos horizontais da parede também se mostrou satisfatório, apresentando um comportamento, em sua forma, semelhante aos dados da literatura.

Quanto à distribuição de tensões do solo na parede, ao longo da profundidade da escavação, o programa também mostrou bons resultados, estando dentro da faixa de variação de valores calculados pela teoria clássica de Rankine, revelando, no entanto, maiores empuxos junto ao nível de escoramento, onde os deslocamentos são impedidos.

Em relação aos recalques, o programa apresentou um perfil diferente do esperado. No entanto, trabalhos publicados na literatura, como Alves (1982) e Potts e Fourie (1984), já haviam indicado a dificuldade de obtenção de perfis satisfatórios de recalques na superfície de escavações a partir de análises por elementos finitos.

De forma geral, os resultados apresentados no presente capítulo viabilizam a utilização do programa Plaxis para a análise de casos práticos de escavações escoradas. No entanto, o objetivo da presente tese procurou se concentrar na análise dos recalques superficiais, exatamente o aspecto que não se encontra ainda bem compreendido. O capítulo que se segue procura ilustrar um caso bem documentado, analisando tanto a aplicação dos métodos empíricos propostos pelos autores consultados como a aplicação do programa Plaxis.

4. Apresentação do Caso de Obra

Jucá (1981) estudou a influência de escavações profundas nos recalques em edificações vizinhas com base nos dados obtidos em instrumentação de campo e acompanhamento de obras nos diversos trechos da Linha 1 do Metrô do Rio de Janeiro. O autor apresentou os resultados de campo e analisou trechos instrumentados e controlados em Botafogo, Tijuca, Uruguaiana e Largo da Carioca. Em todos os trechos estudados pelo citado autor, as valas foram constituídas por paredes diafragma estorcadas. Jucá (1981) procedeu a uma análise geral dos trechos em estudo, procurando identificar as principais causas do recalque total medido nas edificações próximas. O autor concentrou sua análise na seção instrumentada de Botafogo, a mais densamente instrumentada, procurando isolar as parcelas do recalque devidas ao alívio vertical de tensões face à escavação, ao adensamento e ao deslocamento horizontal da parede.

Os trechos de Botafogo, Tijuca, Uruguaiana e Largo da Carioca apresentam aspectos diferentes quanto à espessura e profundidade da parede, profundidade da escavação, número de estorcadas, metodologia executiva e, principalmente, presença de camadas compressíveis e de baixa resistência. Cabe destacar que os trechos de Botafogo e Uruguaiana apresentam estratigrafia revelando espessas camadas compressíveis, enquanto nos trechos instrumentados da Tijuca e do Largo da Carioca o subsolo local é predominantemente arenoso e com alta resistência à penetração.

Como o objetivo desta dissertação é contribuir, mais especificamente, para o estudo dos recalques superficiais devidos à escavação, não foram selecionados os trechos de Botafogo e Uruguaiana, estudados detalhadamente por Jucá (1981), pois em tais seções as parcelas do recalque total devido ao adensamento e alívio vertical de pressões podem ser significativas. Jucá (1981) verificou, na seção de Botafogo, que a parcela do recalque correspondente ao adensamento foi da ordem de 53% do recalque total medido até o final da escavação, mostrando a grande importância do dimensionamento do sistema de alívio das poropressões utilizado, em poços profundos com bombas submersas.

Entre as duas seções instrumentadas com subsolo predominantemente arenoso, Tijuca e Largo da Carioca, a opção nesta dissertação consistiu na análise do trecho instrumentado da Tijuca, pelas seguintes razões:

(i) O processo executivo no Largo da Carioca foi a céu aberto, com escavação inicialmente em talude, seguido do escoramento sucessivo, à medida que a escavação avançava, com sete níveis de estorcadas instaladas e pré-comprimidas paralelamente à

escavação gradual do talude, até a profundidade de cerca de 19m. O efeito da rigidez da estronca nos deslocamentos horizontais da parede costuma ser significativo, variando não apenas com a seção das estroncas, mas também com a rigidez do solo local e da carga de pré-compressão. A modelagem numérica de um número elevado de etapas executivas com escoramento em perfil estratificado não seria simples e poderia se estender muito, comprometendo as demais análises inseridas na presente tese.

(ii) O trecho instrumentado da Tijuca faz parte do Setor III, no qual a escavação foi executada utilizando-se o “método invertido”, ou seja, após a execução da laje superior o trabalho de escavação foi feito por baixo, até atingir a profundidade final, da ordem de 9,5 m. A parede diafragma, com espessuras de 0,7 a 0,8 m, comprimento da ordem de 16 a 19 m e largura da cava variando de 20 a 22 m, foi escorada pela laje superior e por apenas um nível de estronca, contemplando um menor número de etapas de execução, resultando numa análise menos complexa. Além deste aspecto, na região dos blocos B31, 32 e 33 do Lote 23, correspondente ao Setor III, onde se situa a seção instrumentada, face às características do subsolo local, bem como ao fato da parede ser impermeável, não foi necessária a execução de rebaixamento do nível d’água e/ou alívio de poropressões em lençóis confinados.

(iii) Alves (1982) apresentou uma simulação numérica do comportamento da escavação de um trecho do Metrô – RJ na Tijuca, trecho este em que não havia edifícios próximos à vala. O objetivo das análises de Alves (1982) foi, principalmente, a avaliação das tensões no maciço de solo e a estimativa da segurança desta seção em relação à estabilidade global. Como Alves (1982) não analisou especificamente a questão dos recalques superficiais, os dados de instrumentação documentados por Alves (1982) se restringiram aos deslocamentos horizontais medidos, sem informação acerca dos recalques superficiais, que talvez nem tenham sido, de fato, medidos nesta seção analisada. No entanto, Alves (1982) fornece uma série de informações relevantes acerca da caracterização geotécnica do subsolo local na região do Lote 23 da Tijuca, apresentando resultados de ensaios triaxiais CD e de adensamento. Além disso, alguns aspectos observados nas análises de Alves (1982), utilizando o programa PROGEO1 da COPPE/UFRJ foram também observados nas análises apresentadas no presente trabalho, com base no Plaxis, embora as análises tenham sido procedidas com diferentes modelos constitutivos do solo.

Os motivos (i) a (iii) acima levaram à escolha da análise de uma seção instrumentada da Tijuca, embora não seja a mesma seção apresentada por Alves (1982), pois nesta seção não se tinha conhecimento da grandeza dos recalques superficiais. O caso analisado, obtido de Jucá (1981), é apresentado a seguir.

4.1. Caracterização do Caso Analisado

Jucá (1981) apresenta a seção transversal típica do Lote 23, Setor III, compreendendo os blocos 31, 32 e 33, reproduzida na Figura 4.1. Observa-se a ocorrência de uma camada superficial de aterro, de cerca de 1,0m de espessura, sobrejacente à camada areno argilosa, que atinge a profundidade aproximada de 8,5m do nível do terreno. O N_{SPT} médio da camada areno argilosa é de cerca de 10 golpes, variando de 4 a 16 golpes/30cm, crescente com a profundidade.

A partir da profundidade de 8,5m do nível do terreno até cerca de 18,5 m, o perfil da Figura 4.1 revela a presença de um horizonte de argila silto arenosa, com N_{SPT} elevado, variando de 16 a 30 golpes/30cm, indicando um aumento brusco do N_{SPT} ao final da camada, quando se observa o início da camada seguinte, formada por lentes de areia com matações, com N_{SPT} superando 60 golpes/30cm (Jucá, 1981). Neste horizonte resistente está assente a base da parede diafragma.

Abaixo deste horizonte registra-se a ocorrência do solo residual de diabásio, com resistência que cresce acentuadamente com a profundidade, indicando a proximidade da rocha decomposta.

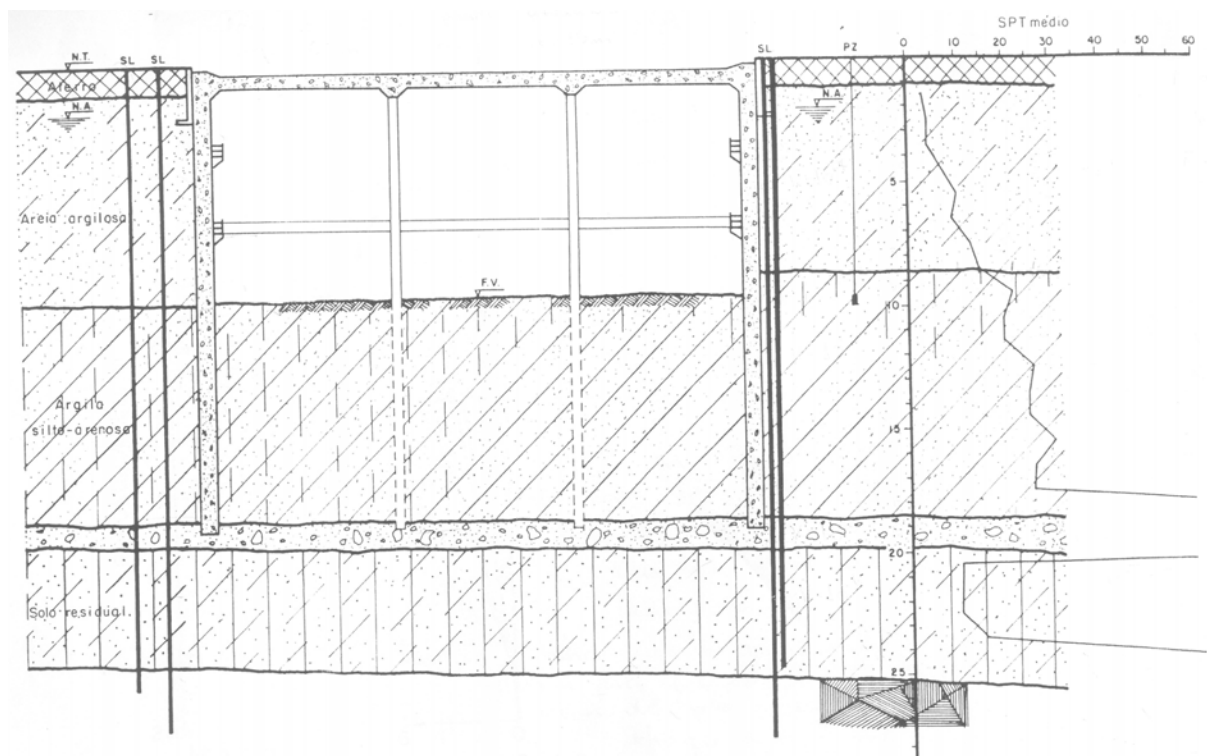


Figura 4.1– Seção Transversal Típica – Tijuca, Jucá (1981)

Uma análise rápida do perfil mostra tratar-se de um caso cujos recalques superficiais são devidos, predominantemente, aos deslocamentos horizontais da parede. De fato, a ausência de rebaixamento do lençol e de solo compressível elimina uma possível ocorrência de recalques por adensamento. Além deste aspecto, a ficha longa e assente sobre horizonte resistente faz com que se tenha elevada segurança em relação ao levantamento de fundo, descartando, assim, a possibilidade de movimentos relevantes devido ao alívio de pressões face à escavação.

4.2. Características Geotécnicas

Segundo Alves (1982), foram realizados ensaios de compressão triaxial convencionais do tipo CD, adensados isotropicamente, saturados por contra-pressão, em amostras retiradas a cerca de 4,00m de profundidade (camada de areia argilosa) e ensaios de adensamento (oedométrico). As características dos corpos de prova e os resultados dos ensaios triaxiais estão apresentados na Tabela 4.1. As curvas tensão x deformação obtidas nos ensaios triaxiais foram reproduzidas na Figura 4.2.

Tabela 4.1 – Características dos corpos de prova e resultados ensaios triaxiais CD (Alves, 1982)

Prof. (m)	CP	W_i %	W_f %	γ_s (kN/m ³)	Dimensões iniciais CP			B	Adensamento			Critérios de Ruptura			
					h (cm)	ϕ (cm)	h/ ϕ		σ'_3 adens. (kN/m ²)	ΔV adens. (cm ³)	velocidade (mm/min)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ ($\sigma_1 - \sigma_3$)	σ'_1 / σ'_3 max. ϵ_r %	σ'_1 / σ'_3 ϵ_r %	
4,0	CP1	11,5	28,6	16,7	11,56	5,23	2,21	0,95	25	1,56	0,3	55	5,20	3,17	4,16
4,0	CP2	15,4	16,2	17,0	10,95	5,00	2,19	0,95	100	8,28	0,3	210	20,16	3,08	20,16
4,0	CP3	15,0	14,8	16,9	11,20	5,04	2,22	0,95	200	10,10	0,3	310	24,55	2,51	20,91
4,8	CP4	16,9	20,5	16,3	9,48	5,10	1,86	0,95	600	16,52	0,4	835	22,46	2,39	22,46
4,8	CP5	16,0	20,6	16,4	9,85	5,08	1,94	0,96	800	14,54	0,4	1120	20,43	2,40	20,43

W_i = umidade inicial

W_f = umidade final

γ_s = peso específico seco

h = altura do corpo de prova

ϕ = diâmetro do corpo de prova

B = parâmetro de poropressão

σ'_1 = tensão efetiva principal maior

σ'_3 = tensão efetiva principal menor

ΔV = variação de volume

σ_1 = tensão principal maior

σ_3 = tensão principal menor

ϵ_r = deformação na ruptura

$\sigma_d = (\sigma_1 - \sigma_3) =$ tensão desviadora

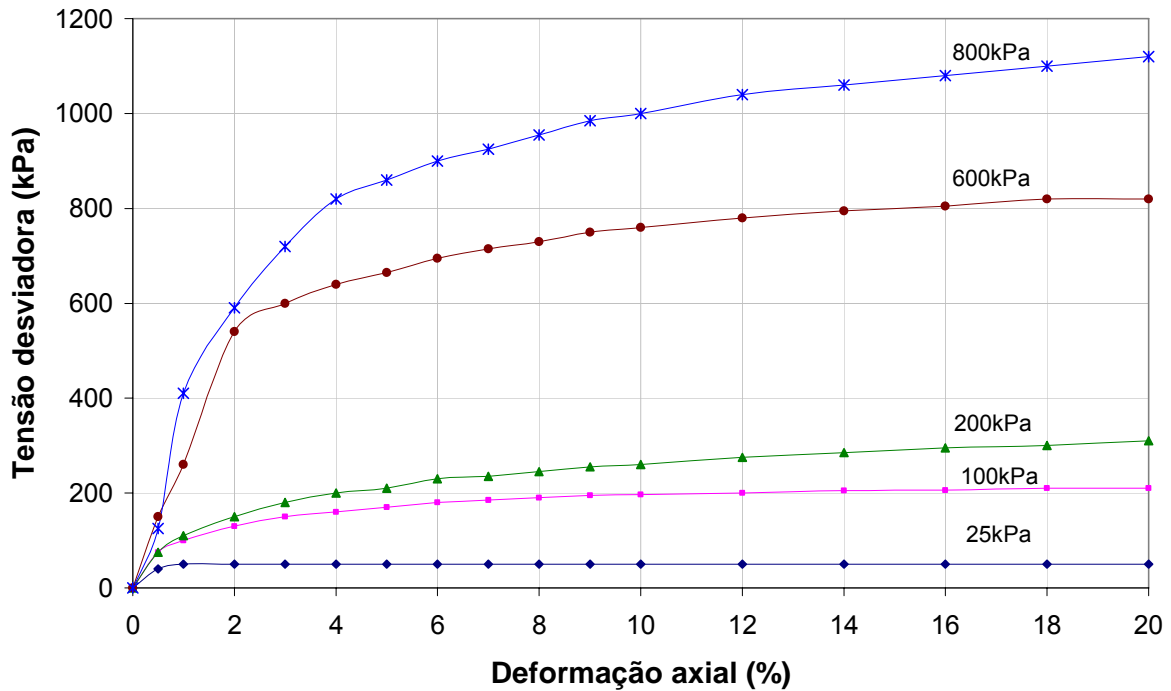


Figura 4.2 – Curvas tensão desviadora x deformação axial dos ensaios triaxiais, Alves (1982)

4.3. Processo Construtivo

Segundo Jucá (1981), o trecho em estudo (setor III) foi executado por “método invertido”, ou seja, após a execução da laje superior, o trabalho de escavação é feito por baixo até se atingir a profundidade final. A parede diafragma foi escorada pela laje superior e apresenta apenas um nível de estroncas.

A escavação foi executada em 4 etapas, correspondentes às diferentes leituras de deslocamento horizontal da parede e de recalques superficiais.

1. Execução da parede diafragma, com aproximadamente 19,0m de profundidade (no trecho em estudo), seguida da execução da laje superior, com 0,40m de espessura e escavação até a profundidade de 5,0m do nível do terreno.
2. Escavação até a profundidade de 7,0m, seguida da instalação do nível de escoras a 6,0m de profundidade.
3. Escavação até aproximadamente 8,5m de profundidade.
4. Escavação até a profundidade final de 9,5m.

Conforme mencionado anteriormente, face às características do subsolo local, bem como ao fato da parede ser impermeável, não foi necessária a execução de rebaixamento do nível d'água e/ou alívio de poropressões em lençóis confinados.

4.4. Resultados da Instrumentação

Jucá (1981) apresentou, graficamente, os resultados da instrumentação no local da obra. Segundo o autor, além do controle dos deslocamentos verticais das edificações adjacentes à vala, feito através de pinos de recalques, foram controlados também os deslocamentos horizontais da parede, no setor III, através de inclinômetros.

Os recalques e deslocamentos horizontais medidos estão reproduzidos na Figura 4.3 e na Figura 4.4, em função da distância à face da parede e da profundidade escavada, respectivamente (Jucá, 1981). Cabe salientar que estes resultados, tal como ressaltados por Jucá (1981), se referem à parcela de recalque que ocorreu durante o período de escavação.

Vários edifícios no entorno do setor III tiveram seus recalques medidos, incluindo aqueles em fundações diretas e também em fundações profundas. Na seção que inclui a instrumentação da parede, correspondente às Figura 4.3 e Figura 4.4, Jucá (1981) não deixa claro ao leitor os aspectos relativos à situação dos vizinhos. Todavia, os resultados de recalques apresentados na Figura 4.3 foram muito próximos da média dos valores apresentados nas fundações diretas do setor III, o que leva o leitor a concluir que a seção instrumentada da parede se situa nas proximidades de um trecho edificado em fundações diretas.

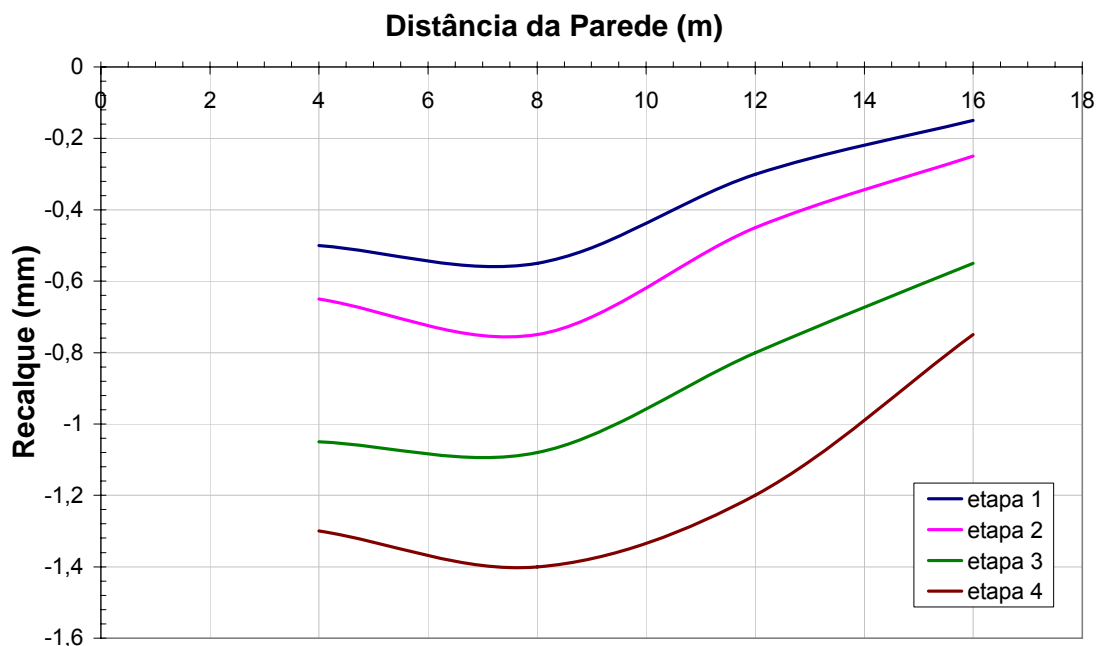


Figura 4.3 – Recalques medidos – Tijuca (Setor III – Lote 23), Jucá (1981)

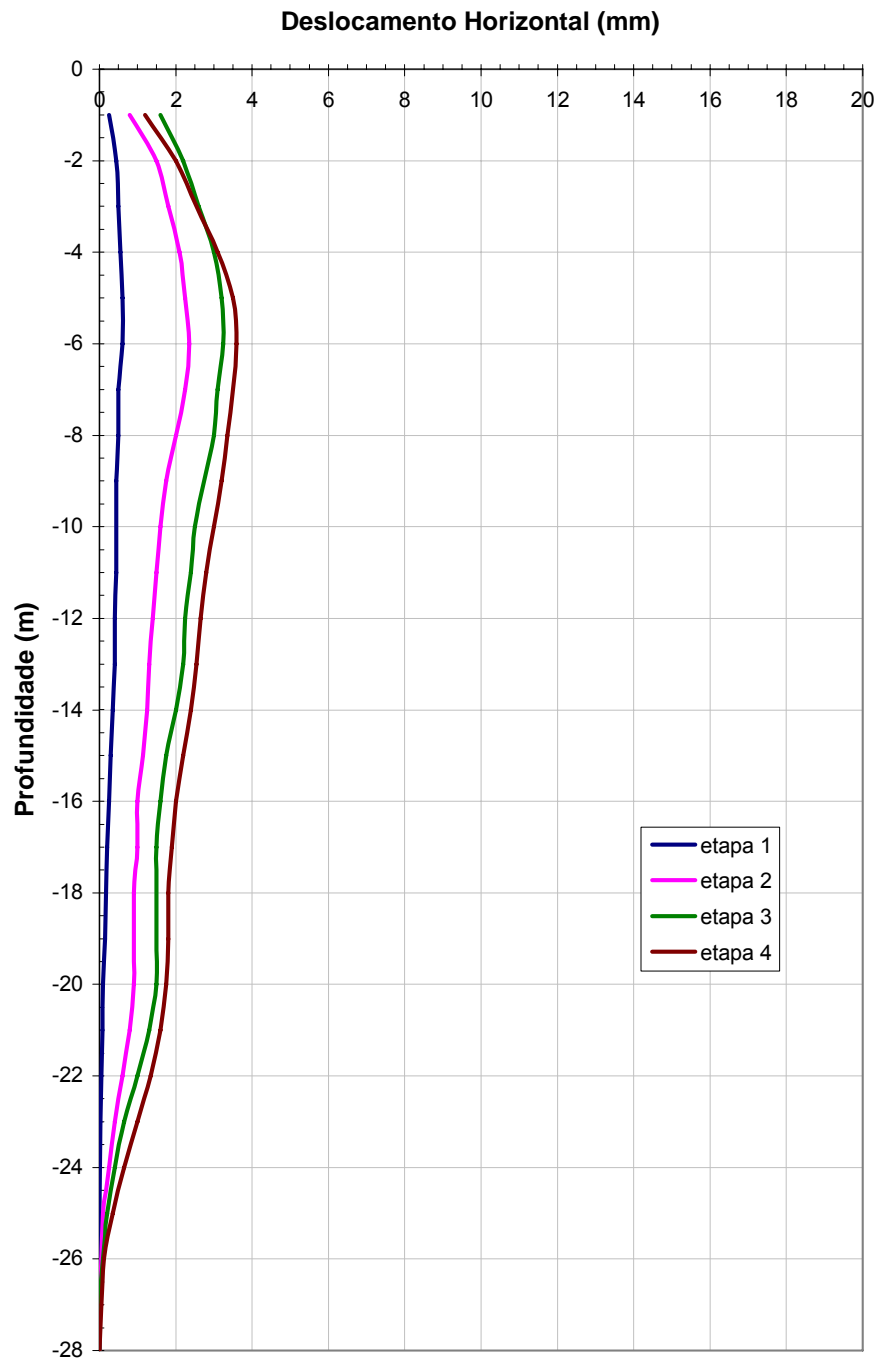


Figura 4.4 – Deslocamentos horizontais medidos – Tijuca (Setor III – Lote 23), Jucá (1981)

Os itens subseqüentes comparam os resultados da instrumentação de campo com a estimativa dos recalques superficiais a partir dos métodos semi-empíricos, e com a previsão de deslocamentos horizontais e verticais fornecida pela modelagem computacional.

5. Previsão dos Recalques pelos Métodos Empíricos

Neste capítulo, será analisado o caso de obra apresentado no capítulo anterior, com base nos métodos empíricos desenvolvidos por Bowles (1988), Clough e O'Rourke (1990) e Hsieh e Ou (1998). As contribuições dos demais autores, incluídas na Tabela 2.1, não foram aplicadas ao caso em apreço, uma vez que não contemplaram metodologia de previsão ou são aplicáveis apenas a solos argilosos.

5.1. Métodos Empíricos

As previsões serão apresentadas na ordem cronológica de publicação das diversas contribuições. As análises foram realizadas para cada uma das quatro etapas da escavação do setor instrumentado da Tijuca, descritas por Jucá (1981). A grande maioria dos métodos se baseia na estimativa dos deslocamentos horizontais da parede para, em seguida, se proceder à previsão dos recalques. Tendo em vista a disponibilidade de informações relativas aos deslocamentos horizontais da parede em cada uma das quatro etapas do caso em estudo, as aplicações apresentadas a seguir consideram estes deslocamentos como ponto de partida na estimativa da bacia de recalques. As previsões pelos diferentes métodos serão, então, comparadas aos recalques medidos.

5.1.1. Método de Bowles (1988)

A partir dos gráficos de deslocamento horizontal da parede x profundidade medidos nas quatro etapas instrumentadas (Figura 4.4), foram determinadas as áreas de deflexão lateral correspondentes. Estes valores encontram-se resumidos na Tabela 5.1, juntamente com os volumes das massas de solo movimentadas lateralmente (V_s), por unidade de comprimento longitudinal da parede, numericamente iguais aos valores das áreas.

O passo seguinte, segundo Bowles (1988), consiste na estimativa da zona de influência (D) dos recalques. Para isso, Bowles (1988) utiliza a expressão abaixo, anteriormente apresentada no capítulo 2.

$$D = (H_e + H_d) \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad \text{Eq 2.6}$$

onde:

H_e = profundidade final da escavação (em cada etapa)

$\phi = 30^\circ$

$$H_d = 0,5.B.\tan\left(45 + \left(\frac{\phi}{2}\right)\right) = 17,32\text{m}$$

$$B = 20,0\text{m}$$

Bowles (1988) admite que o recalque máximo (δ_{vm}) sempre ocorre junto à face da parede e pode ser estimado pela equação a seguir, detalhada no capítulo 2.

$$\delta_{vm} = \frac{4.V_s}{D} \quad \text{Eq 2.7}$$

A Tabela 5.2 indica os valores de H_e para cada etapa e os valores calculados de D e δ_{vm} conforme a metodologia de Bowles (1988).

Tabela 5.1– Valores estimados de A e V_s .

	A (m²)	V_s (m³/m)
Etapa 1	0,00613	0,00613
Etapa 2	0,02973	0,02973
Etapa 3	0,04444	0,04444
Etapa 4	0,04745	0,04745

Legenda: $A(\text{m}^2)$ = área de deflexão lateral da parede

$V_s(\text{m}^3/\text{m})$ = volume da massa de solo movimentada lateralmente para uma faixa de 1 m.

Tabela 5.2- Valores calculados de recalques máximos (δ_{vm}).

	H_e (m)	D (m)	δ_{vm} (mm)
Etapa 1	5,0	12,89	1,90
Etapa 2	7,0	14,04	8,47
Etapa 3	8,5	14,90	11,93
Etapa 4	9,5	15,48	12,26

A Tabela 5.3 apresenta os recalques previstos em cada etapa a diferentes distâncias (d) da parede. Observa-se que, coerentemente, os recalques decrescem à medida que se afasta da parede.

A Figura 5.1 apresenta os valores de recalque (δ_v) obtidos para diferentes distâncias (d) da parede, em cada uma das 4 etapas construtivas. As curvas obtidas são parabólicas, conforme previsto por Bowles (1988).

Tabela 5.3 – Recalques previstos em cada etapa a diferentes distâncias da parede.

Distância da Parede (d) (m)	δ_v (mm)			
	Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3	Etapa 4
0	1,90	8,47	11,93	12,26
2	1,36	6,23	8,94	9,30
4	0,90	4,33	6,38	6,74
6	0,54	2,78	4,26	4,60
8	0,27	1,57	2,56	2,86
10	0,10	0,70	1,29	1,54
12	0,01	0,18	0,45	0,62
14	0,00	0,00	0,04	0,11
15	0,00	0,00	0,00	0,01

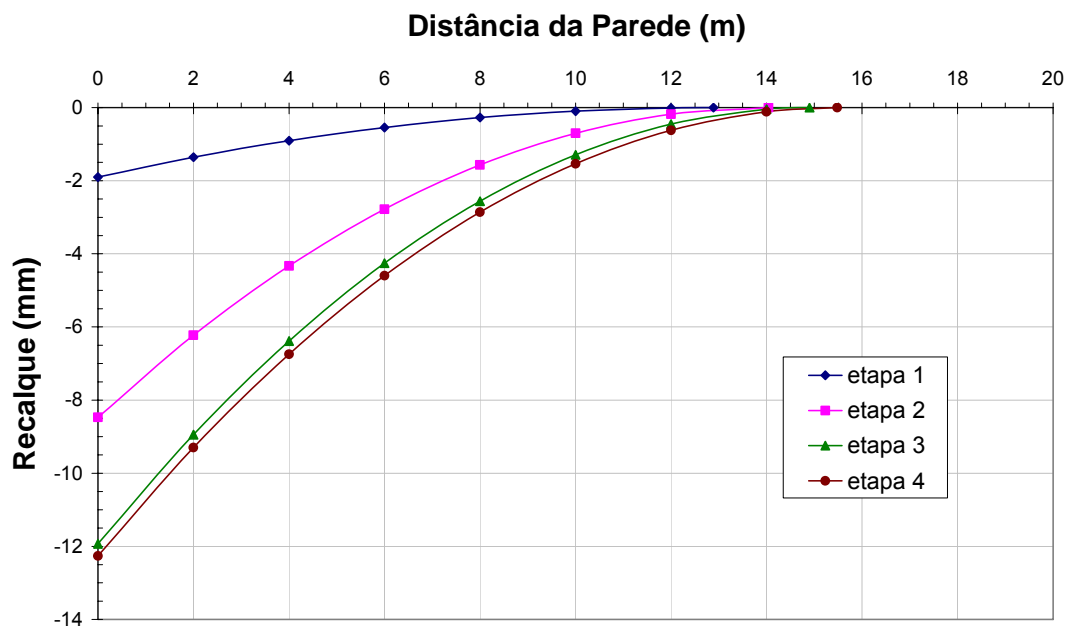


Figura 5.1– Perfil de Recalques por Bowles (1988).

5.1.2. Método de Clough e O'Rourke (1990)

Clough e O'Rourke (1990) utilizam um perfil triangular para a previsão de recalques devido a escavações em areias ou argilas rijas a muito rijas. Neste método, o recalque máximo (δ_{vm}) deve ser conhecido para o traçado do perfil. Sendo assim, foram utilizados como ponto de partida os valores de recalque máximo (δ_{vm}) obtidos pela instrumentação. Assim como Bowles (1988), Clough e O'Rourke (1990) admitem o recalque máximo ocorrendo junto à face da cortina, diferindo do perfil de recalques obtido da instrumentação, apresentado por Jucá (1981). Os valores máximos instrumentados são resumidos na Tabela 5.4.

Tabela 5.4– Recalques máximos (δ_{vm}) obtidos da instrumentação em cada etapa.

	δ_{vm} (mm)
Etapa 1	0,600
Etapa 2	0,720
Etapa 3	1,100
Etapa 4	1,420

Segundo Clough e O'Rourke (1990), a zona de influência dos recalques se estende a uma distância (d) igual a $2H_e$ da escavação, onde H_e é a altura da escavação.

A Tabela 5.5 apresenta os valores de recalques para diferentes distâncias da parede (de 0 a d_{max}) e a Figura 5.2 apresenta o perfil de recalques linear proposto por Clough e O'Rourke (1990).

Tabela 5.5 - Recalques de cada etapa em diferentes distâncias à parede

Distância da Parede (d) (m)				δ_v (mm)			
Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3	Etapa 4	Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3	Etapa 4
0	0	0	0	0,60	0,72	1,10	1,42
2,5	3,5	4,25	4,75	0,45	0,54	0,83	1,07
5,0	7,0	8,5	9,5	0,30	0,36	0,55	0,71
7,5	10,5	12,75	14,25	0,15	0,18	0,28	0,36
10,0	14,0	17,0	19,0	0,00	0,00	0,00	0,00

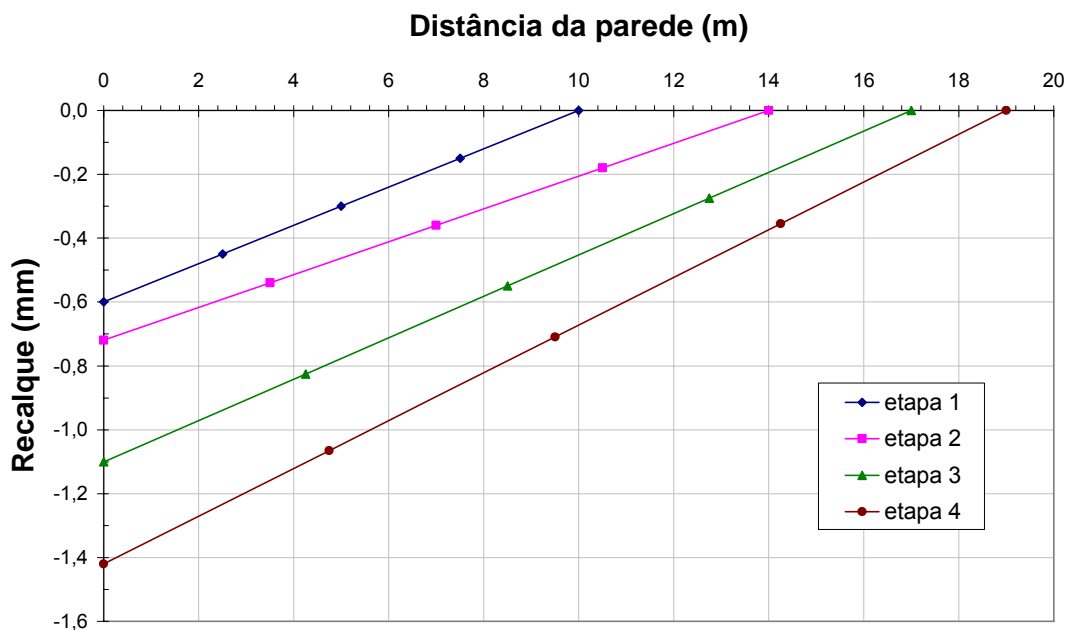


Figura 5.2 – Perfil de recalques proposto por Clough e O'Rourke (1990)

5.1.3. Método de Hsieh e Ou (1998)

Segundo Hsieh e Ou (1998), para traçar o perfil de recalques é necessário se proceder, inicialmente, a uma previsão da deformação lateral máxima da parede (δ_{hm}), utilizando o Método dos Elementos Finitos ou métodos baseados em vigas sobre base elástica. No caso presente, como mencionado anteriormente, foram considerados para δ_{hm} os resultados obtidos da instrumentação apresentados na Tabela 5.6.

Tabela 5.6– Máxima deformação lateral da parede para cada etapa, valores experimentais.

	δ_{hm} (mm)
Etapa 1	0,65
Etapa 2	2,40
Etapa 3	3,30
Etapa 4	3,70

O segundo passo do método proposto por Hsieh e Ou (1998) consiste na determinação do tipo de perfil esperado para o recalque. Para isso devem ser comparadas as áreas de deformação horizontal causada pelo estágio de escavação em balanço (A_{c1}) e a área de deformação horizontal “em balanço” do estágio final da escavação (A_{c2}).

No caso em estudo, antes de iniciada a escavação foi executada a laje superior. Sendo assim, não existe uma fase de escavação em balanço, portanto $A_{c1} = 0$. Neste caso, podemos afirmar, de acordo com Hsieh e Ou (1998), que o perfil de recalques esperado deve ser do tipo côncavo em todas as etapas, já que $A_s \geq 1,6A_c$.

O próximo passo, segundo Hsieh e Ou (1998), consiste na estimativa do máximo recalque superficial (δ_{vm}), sendo este função da deformação horizontal máxima da parede (δ_{hm}). O valor de δ_{vm} está situado entre $0,5\delta_{hm}$, $0,75\delta_{hm}$ e δ_{hm} . Os valores de δ_{vm} para cada etapa da escavação são apresentados na Tabela 5.7 para cada uma das alternativas de recalque máximo.

Tabela 5.7– Estimativa do recalque máximo para cada etapa (valores em mm).

	$\delta_{vm} = \delta_{hm}$	$\delta_{vm} = 0,75 \cdot \delta_{hm}$	$\delta_{vm} = 0,50 \cdot \delta_{hm}$
Etapa 1	0,65	0,49	0,33
Etapa 2	2,40	1,80	1,20
Etapa 3	3,30	2,48	1,65
Etapa 4	3,70	2,78	1,85

Posteriormente, os valores de recalques para diversas distâncias da parede são calculados de acordo com a Figura 2.20. Para este cálculo foram utilizadas as três alternativas de recalque máximo ($\delta_{vm} = \delta_{hm}$, $\delta_{vm} = 0,75 \delta_{hm}$ e $\delta_{vm} = 0,50 \delta_{hm}$). Os resultados de δ_{vm} estão apresentados na Tabela 5.8. A Figura 5.3 mostra o perfil traçado para os valores médios, ou seja, $\delta_{vm} = 0,75 \delta_{hm}$, para todas as etapas da escavação.

Tabela 5.8– Estimativa do recalque máximo para cada etapa (valores em mm).

Etapa 1			
Distância da Parede (d) (m)	$\delta_{vm} = \delta_{hm}$	$\delta_{vm} = 0,75 \cdot \delta_{hm}$	$\delta_{vm} = 0,50 \cdot \delta_{hm}$
0	0,33	0,24	0,16
2,5	0,65	0,49	0,33
5	0,46	0,34	0,23
10	0,07	0,05	0,03
15	0,03	0,02	0,02
20	0,00	0,00	0,00

Etapa 2			
Distância da Parede (d) (m)	$\delta_{vm} = \delta_{hm}$	$\delta_{vm} = 0,75 \cdot \delta_{hm}$	$\delta_{vm} = 0,50 \cdot \delta_{hm}$
0	1,20	0,90	0,60
3,5	2,40	1,80	1,20
7	1,68	1,26	0,84
14	0,24	0,18	0,12
21	0,12	0,09	0,06
28	0,00	0,00	0,00

Etapa 3			
Distância da Parede (d) (m)	$\delta_{vm} = \delta_{hm}$	$\delta_{vm} = 0,75 \cdot \delta_{hm}$	$\delta_{vm} = 0,50 \cdot \delta_{hm}$
0	1,65	1,24	0,83
4,25	3,30	2,48	1,65
8,5	2,31	1,74	1,16
17	0,33	0,25	0,17
25,5	0,17	0,12	0,08
34	0,00	0,00	0,00

Etapa 4			
Distância da Parede (d) (m)	$\delta_{vm} = \delta_{hm}$	$\delta_{vm} = 0,75 \cdot \delta_{hm}$	$\delta_{vm} = 0,50 \cdot \delta_{hm}$
0	1,85	1,39	0,96
4,75	3,70	2,78	1,85
9,5	2,59	1,95	1,30
19	0,37	0,28	0,19
28,5	0,19	0,14	0,09
38	0,00	0,00	0,00

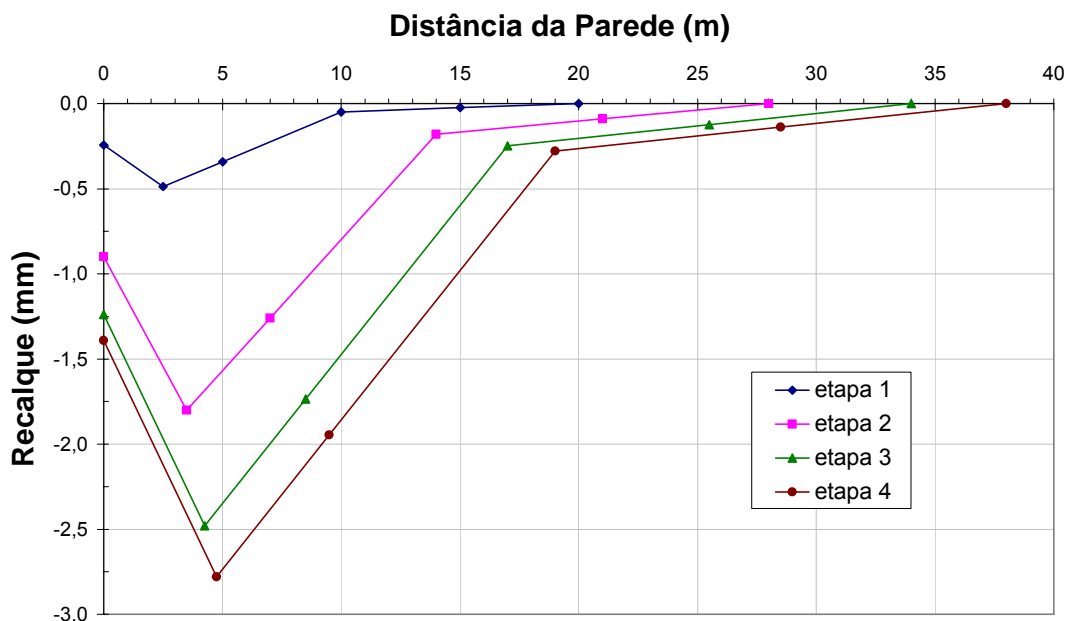


Figura 5.3– Perfil de recalques proposto por Hsieh e Ou (1998), para valor de recalque máximo de $\delta_{vm} = 0,75 \delta_{nm}$.

5.2. Comparação entre os Métodos Empíricos e a Instrumentação

Este item compara os perfis de recalque obtidos das aplicações dos métodos empíricos e os obtidos a partir da instrumentação. As comparações serão procedidas para as diferentes etapas de escavação.

A Figura 5.4 apresenta os perfis de recalque obtidos para a 1ª etapa da escavação, a partir das diferentes metodologias.

Os recalques medidos são muito pequenos, atingindo cerca de 0,6mm nesta etapa, ocorrendo o máximo a uma distância de aproximadamente 8,0m da parede da escavação.

O perfil proposto por Bowles (1988) é o que mais se distancia do perfil experimental, não só apresentando um valor de recalque máximo muito conservativo nas proximidades da parede, mas apresentando, na maior parte da extensão da bacia, valores muito inferiores aos medidos. A extensão da bacia de recalques prevista por Bowles (1988) é também muito menor do que a obtida pela instrumentação, apresentando uma configuração muito distante da definida pelas medidas de campo.

O perfil proposto por Clough e O'Rourke (1990) também não apresenta valores próximos aos medidos. O recalque máximo, para estes autores, também ocorre junto à parede.

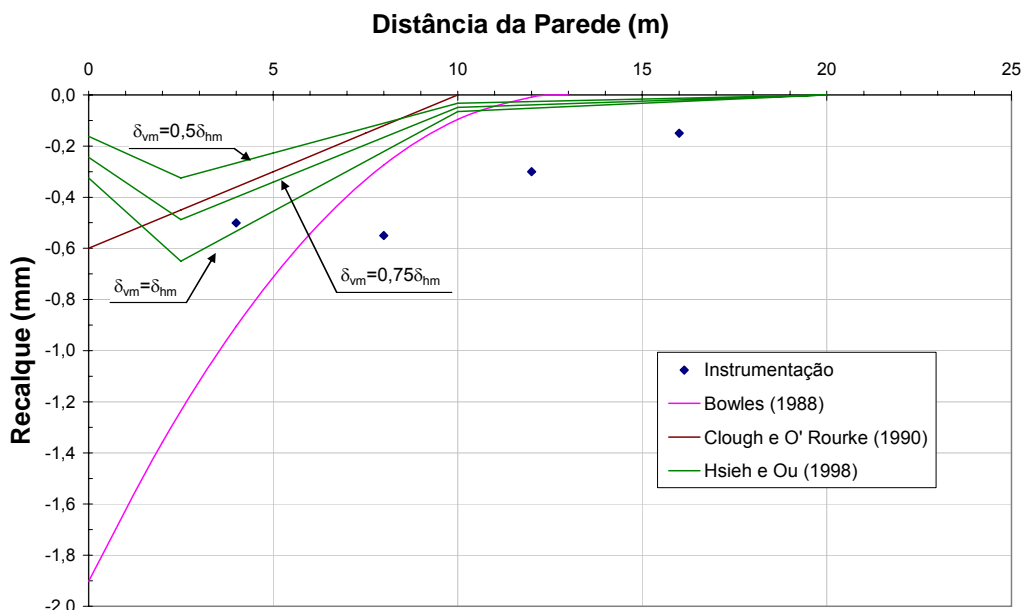


Figura 5.4 – Comparação entre perfis de recalques propostos para a etapa 1 da escavação.

O perfil que mais se aproxima do medido no campo é o de Hsieh e Ou (1998) para $\delta_{vm} = \delta_{hm}$, embora também com diferenças sensíveis nesta etapa. A forma do perfil, tipo côncavo, mostra-se bastante semelhante à de campo. Porém, o ponto de recalque máximo segundo Hsieh e Ou (1998) está a cerca de 3,0m de distância da parede. Além disso, os recalques medidos são muito superiores aos previstos para distâncias afastadas da parede.

Para a segunda etapa da escavação a comparação entre o perfil instrumentado e os perfis estimados é mostrada na Figura 5.5.

Os dados de instrumentação mostram um perfil com recalque máximo ocorrendo à cerca de 8,0m de distância da parede, com valor aproximado de 0,75mm.

Também para esta etapa o perfil proposto por Bowles (1988) é o que mais se distancia da instrumentação de campo. Novamente este perfil apresenta valores de recalques máximos bem maiores que os medidos no campo, e um tipo de bacia incompatível com os dados disponíveis.

Os valores de recalque obtidos pelo método de Clough e O'Rourke (1990) indicam previsões menores em todo o trecho do perfil, além da forma da bacia não ser compatível com as medidas experimentais.

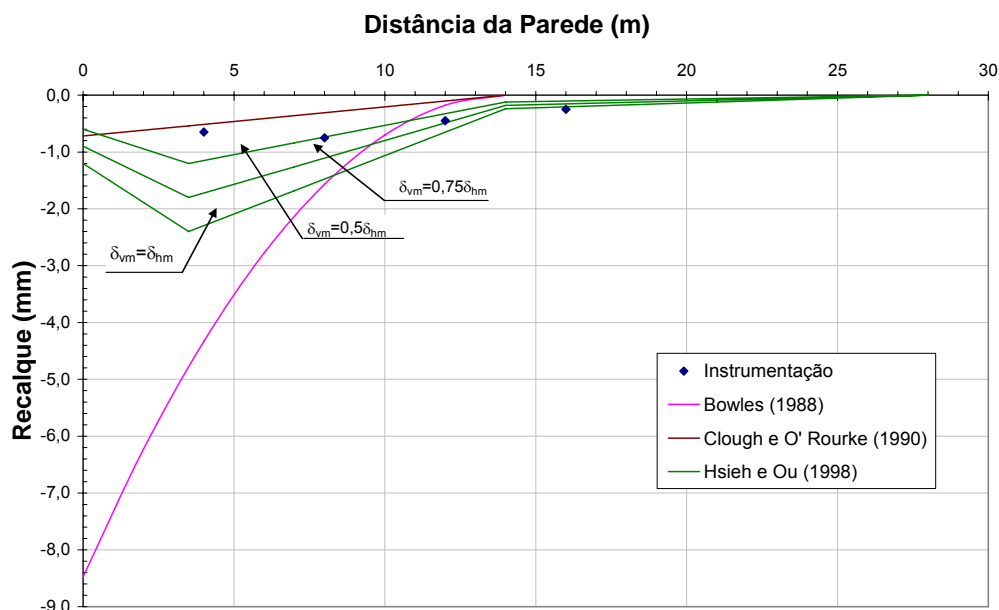


Figura 5.5– Comparação entre perfis de recalques propostos para etapa 2 da escavação.

O perfil proposto por Hsieh e Ou (1998) tem formato semelhante ao da instrumentação. Neste perfil o recalque máximo ocorre a cerca de 4,0m de distância da parede da escavação, enquanto o medido ocorre a 8,0m da face. As curvas que consideram $\delta_{vm} = 0,5 \delta_{hm}$ a $\delta_{vm} = 0,75 \delta_{hm}$ são as que apresentam os valores mais próximos, dos valores medidos.

Na etapa 3 (Figura 5.6), a comparação entre as curvas mostra um padrão de comportamento semelhante ao da etapa 2, com recalque máximo experimental ocorrendo a uma distância de 8,0m da parede e valor aproximado de 1,10mm.

O método de Clough e O'Rourke (1990) apresenta valores inferiores aos reais, além do tipo de perfil inadequado, com recalque máximo ocorrendo na face da parede.

Hsieh e Ou (1998) apresentam o perfil com o recalque máximo ocorrendo a cerca de 4,0m de distância da parede, enquanto o recalque máximo ocorre aproximadamente a 8,0m da face da parede. Os valores obtidos pela instrumentação, recalque máximo de 1,10mm, se aproximam dos valores determinados através do método de Hsieh e Ou (1998) para $\delta_{vm} = 0,5 \delta_{hm}$, com máximo de 1,65mm.

Para a última etapa da escavação (etapa 4), o perfil de recalques medido apresentado por Jucá (1981) revela que o recalque máximo ocorre a cerca de 8,0m de distância da face da escavação, com valor máximo próximo a 1,45mm.

Os perfis traçados de acordo com os métodos empíricos continuam apresentando o mesmo padrão anterior, como pode ser visto na Figura 5.7.

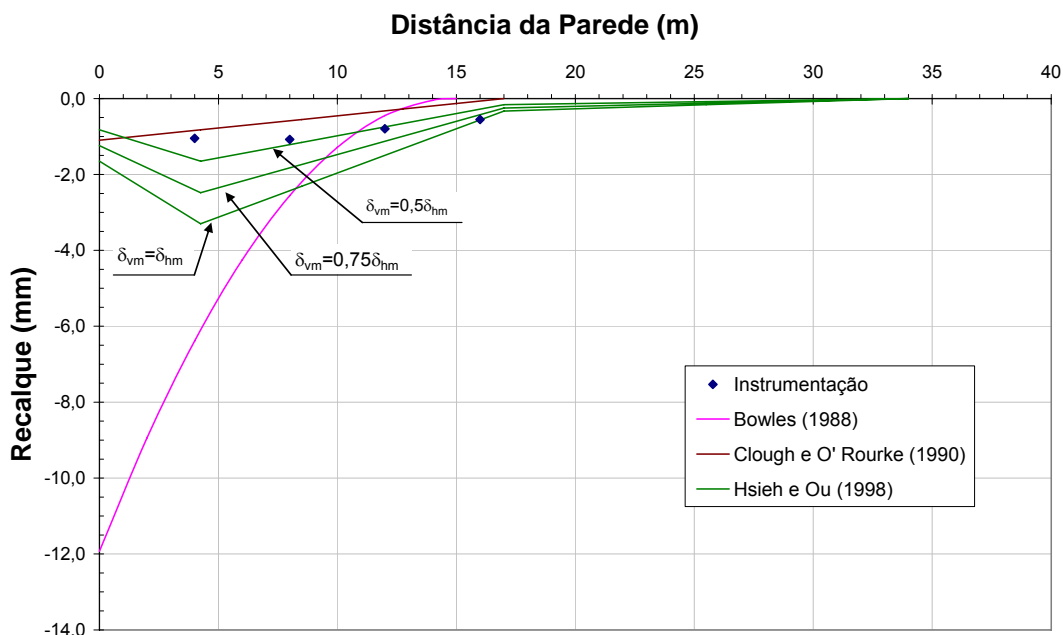


Figura 5.6 – Comparação entre perfis de recalques propostos para etapa 3 da escavação.

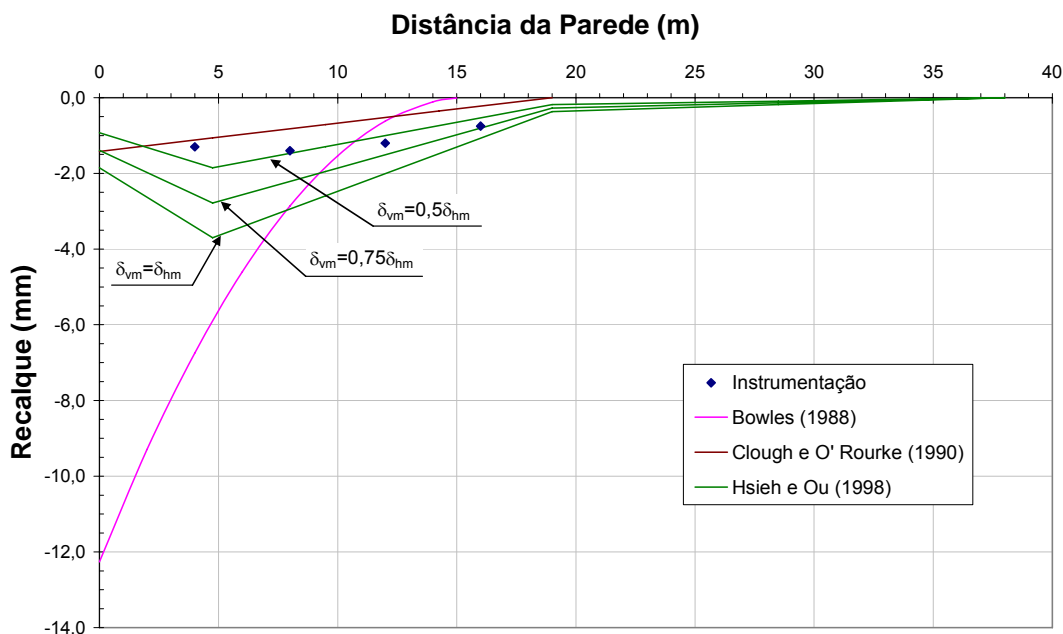


Figura 5.7 – Comparação entre perfis de recalques propostos para etapa 4 da escavação.

O perfil que mais se aproxima é, novamente, o sugerido por Hsieh e Ou (1998), compreendido entre $\delta_{vm} = 0,5 \delta_{hm}$ e $\delta_{vm} = 0,75 \delta_{hm}$, a partir da vertical do maior recalque instrumentado. A cerca de 5,0m da face da escavação, a instrumentação apresenta valores de recalques menores do que os previstos, tendendo a igualar-se novamente aos previstos nas proximidades da parede. O valor do recalque máximo

encontrado pelo método de Hsieh e Ou (1998), considerando $\delta_{vm} = 0,5 \delta_{hm}$, é de 1,85mm, enquanto o valor medido é de 1,45mm.

Observa-se também que a proposição de Hsieh e Ou (1998) é conservativa em relação às distorções angulares, uma vez que a bacia de recalques medidos é um pouco mais suave do que a proposta por aqueles autores.

É válido lembrar que alguns dos métodos empíricos utilizados para a previsão de recalques foram concebidos para situações que podem não se enquadrar aos aspectos construtivos do caso analisado. A escavação em estudo contempla um perfil de subsolo estratificado, predominantemente arenoso, sem que houvesse, em nenhuma etapa, a ocorrência de escavação em balanço.

Para Bowles (1988), o recalque devido a uma escavação apresenta sempre um perfil do tipo “*spandrel*”, em balanço, onde o recalque máximo ocorre junto à parede da escavação, independentemente do tipo de solo, rigidez da parede e etapa da escavação. Para o citado autor os perfis de recalques de solos coesivos e não coesivos só se diferenciam na extensão da zona de influência.

Para a aplicação do método de Clough e O’Rourke (1990) o recalque máximo deve ser conhecido. Clough e O’Rourke consideram para solos predominantemente arenosos um perfil de recalques triangular, com recalque máximo na face da parede, o que não ocorre com os dados da instrumentação.

O método de Hsieh e Ou (1999) é o método que mais se aproximou da realidade para o caso de obra analisado. Este método apresenta também, em relação aos demais, a vantagem de levar em consideração os dois tipos distintos de perfis de recalques que costumam ser encontrados na prática, caracterizados pelo comportamento da deformada da parede.

Foram quantificadas, independentemente do tipo de perfil, os volumes das bacias de recalques previstos pelos diferentes métodos. Os volumes foram calculados de forma aproximada, através dos gráficos traçados. A Tabela 5.9 confronta os volumes das bacias de recalques para cada método e para as 4 etapas e os volumes obtidos da instrumentação. São apresentados para o método de Hsieh e Ou (1998) os valores correspondentes ao limite mínimo (perfil traçado considerando $\delta_{vm} = 0,5 \delta_{hm}$) e o limite máximo (perfil traçado considerando $\delta_{vm} = \delta_{hm}$) do volume da bacia de recalques.

O volume da bacia de recalques do método de Bowles (1988) excedeu, nas 4 etapas, o volume obtido da instrumentação. Por outro lado, o volume obtido de Clough e O’Rourke (1990) foi sempre inferior ao experimental.

Tabela 5.9 – Estimativa do volume da bacia de recalques para cada etapa, por diferentes métodos.

<i>Volume da Bacia de Recalques (m³)</i>				
	Instrumentação	Bowles (1988)	Clough e O'Rourke (1990)	Hsieh e Ou (1998)
Etapa 1	0,0078	0,0093	0,0030	0,0022 0,0044
Etapa 2	0,0090	0,0410	0,0049	0,0109 0,0218
Etapa 3	0,0147	0,0630	0,0094	0,0179 0,0359
Etapa 4	0,0225	0,0654	0,0133	0,0229 0,0459

Quando se considera o potencial dos métodos na previsão do valor máximo do recalque e da forma da curva, fica claro, para o caso analisado, que o método de Hsieh e Ou (1998) foi o que apresentou melhores resultados. A faixa inferior, $\delta_{vm} = 0,5 \delta_{hm}$, de Hsieh e Ou (1999) resultou em um volume da bacia de recalques bastante próximo do correspondente à instrumentação, com exceção da 1ª etapa, onde a instrumentação indicou valores que excederam o limite superior, $\delta_{vm} = 1,00 \delta_{hm}$.

A importância da forma da curva, além do valor do recalque máximo, está associada à previsão das distorções que poderão ocorrer nas construções próximas a escavações futuras.

6. Análise Numérica do Caso de Obra

Este capítulo apresenta a análise numérica do caso de obra descrito no Capítulo 4. Como comentado anteriormente, as análises numéricas foram executadas com o programa computacional Plaxis, baseado no método de elementos finitos.

Inicialmente, serão apresentados os aspectos envolvidos na modelagem, tais como geometria da escavação, condições de contorno, geração da malha, elementos representativos da parede diafragma e da escora, modelos constitutivos e parâmetros representativos dos solos.

Posteriormente, serão discutidos alguns fatores que influenciam os resultados numéricos e finalmente, serão apresentadas as análises dos resultados obtidos na modelagem.

6.1. Aspectos envolvidos na modelagem

6.1.1. Geometria, geração da malha e condições de contorno

A escavação a ser reproduzida tem profundidade escavada de 9,50m e largura de 20,00 a 22,00m. Esta escavação é escorada por uma parede diafragma com 0,80m de espessura e 19,00m de comprimento, dos quais cerca de 9,50m correspondem ao comprimento de ficha. A escavação possui um nível de escoras a aproximadamente 6,00m de profundidade e uma laje de concreto armado com 0,40m de espessura no topo da parede.

Conforme visto no Capítulo 4, Jucá (1981) não deixou claro, em sua tese, os aspectos relativos à situação dos vizinhos, embora o autor desta dissertação tenha concluído que a seção instrumentada da parede se situe nas proximidades de um trecho em fundação direta. Com base nos dados descritos em Lopes (1985), Lopes (2007) sugere a consideração de uma sobrecarga de 100 kN/m^2 aplicada a uma profundidade de cerca de 3 m e distante de 6 m da face da parede. Esta sobrecarga será incorporada como condição inicial nas análises do item 6.3.

A geometria da escavação está apresentada na Figura 6.1. A definição desta geometria levou em consideração as condições da escavação, e foi estabelecida em uma área de dimensões de 30,00m de altura e 50,00m de extensão. Estas dimensões foram

suficientes para evitar a influência dos contornos na magnitude dos deslocamentos horizontais e verticais previstos.

Nas laterais da escavação, foram inseridas restrições horizontais, e a base da geometria foi definida como indeslocável, e encontra-se a uma distância de aproximadamente 21,00m do fundo da escavação. O perfil do solo foi definido de acordo com as sondagens realizadas, discutidas no Capítulo 4.

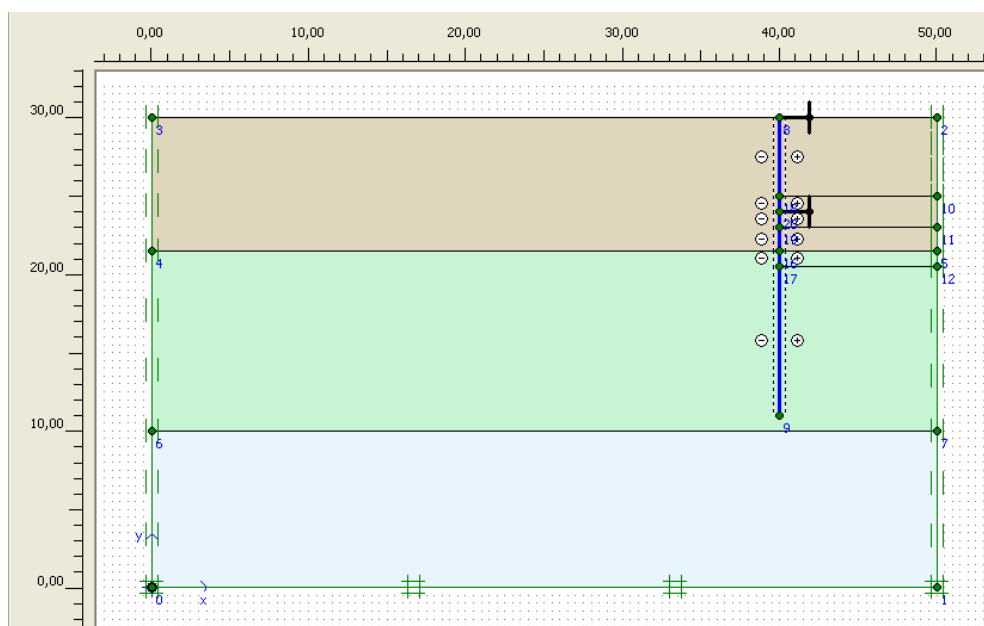


Figura 6.1- Geometria utilizada na modelagem no programa Plaxis.

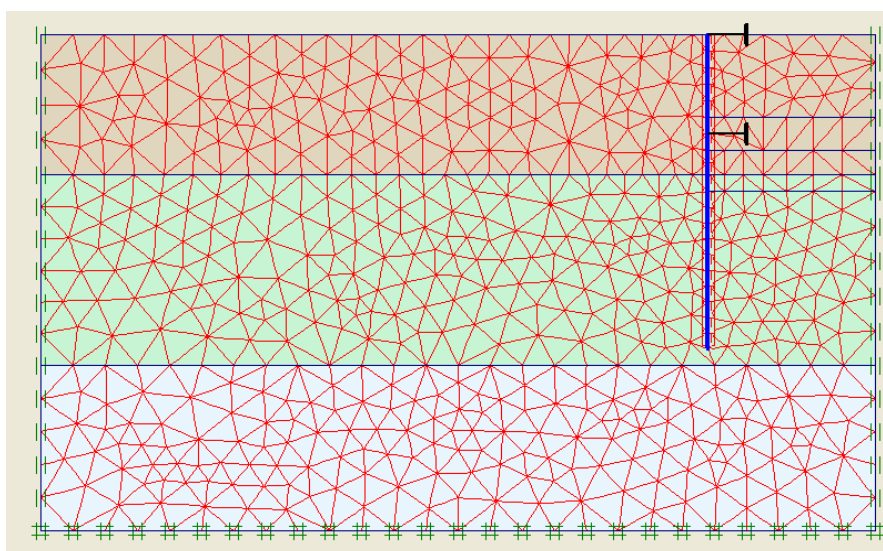


Figura 6.2- Malha de elementos finitos gerada pelo programa Plaxis.

A geração da malha de elementos finitos foi realizada automaticamente pelo programa Plaxis, sendo constituída de 1180 elementos triangulares de 15 nós (Figura 6.2).

As análises consideraram a condição de estado plano de deformações, uma vez que a escavação é longa e, assim, a geometria pode ser considerada bidimensional, com uma dimensão significativamente superior às demais.

6.1.2. Elementos Representativos da Cortina, Escora e Laje

Para a representação da cortina, da escora e da laje existente no topo da parede diafragma foram adotados elementos específicos do programa Plaxis.

A cortina foi representada por um elemento de placa (*plate*), com elementos de interface no seu contato com o solo. Os elementos de placa são definidos a partir da rigidez axial (EA), da rigidez à flexão (EI), da espessura da placa (d), do coeficiente de Poisson (ν) e do peso relativo (w). No meio contínuo, o elemento de placa se superpõe ao solo e, como consequência, o cálculo de w é feito através da equação:

$$w = (\gamma_c - \gamma_s) \times e \quad \text{Eq. 6.1}$$

onde: γ_c e γ_s são, respectivamente, o peso específico do concreto e do solo, e e é a espessura da placa.

Conforme destacado no Capítulo 3, no caso de interfaces solo-estrutura, o programa disponibiliza um elemento específico (Elemento de Interface), regido pelo modelo elastoplástico. Os níveis de tensão correspondentes aos comportamentos elástico e plástico são definidos a partir do critério de resistência de Mohr-Coulomb. As propriedades dos elementos de interface são estimadas a partir dos parâmetros de resistência do solo (c_{solo} e ϕ_{solo}), através das equações:

$$c_{inter} = R_{inter} \cdot c_{solo} \quad \text{Eq. 6.2}$$

$$\tan \phi_{inter} = R_{inter} \cdot \tan \phi_{solo} \leq \tan \phi_{solo} \quad \text{Eq. 6.3}$$

onde: R_{inter} representa o fator de redução de resistência nas interfaces. More (2003) sugere valores de R_{inter} entre 0,5 e 1,0, dependendo do tipo de solo e do tipo de material do elemento em contato.

Para evitar descontinuidades na distribuição de tensões e deformações, o programa sugere a adoção de elementos de interface em regiões de mudança abrupta de condições de contorno. Cabe ressaltar que os elementos de interface permitem a representação da ocorrência de deslocamentos relativos entre o solo e a estrutura.

A escora e o piso de concreto foram representados por elementos de ancoragem com extremidade fixa (*fixed end anchor*), definidos apenas pela rigidez axial (EA), e regidos pelo modelo elástico linear.

Alves (1982) apresenta uma descrição da escora, como um perfil metálico, de seção transversal de aproximadamente $0,012\text{m}^2/\text{m}$. Nas análises numéricas foram considerados módulos de elasticidade (E) iguais a $2,1 \cdot 10^7 \text{kN/m}^2$ e $21 \cdot 10^7 \text{kN/m}^2$, para o concreto e para o aço, respectivamente. Para a escora considerou-se uma rigidez efetiva 10 vezes menor que a real, baseada, segundo Alves (1982), em medições feitas pela COPPE neste trecho, e também detalhadas por Soares e Carim (1978).

Na Tabela 6.1 a e b, são apresentados os parâmetros utilizados na modelagem. Ressalta-se que para os elementos de extremidade fixa, foi adotado um comprimento (L) igual a 1,0 e estimados os valores de rigidez correspondentes.

Tabela 6.1 – Parâmetros utilizados na modelagem da parede, da escora e do piso

(a) Parâmetros do elemento de placa

Parâmetro	Unidade	Elemento de placa
		Parede Diafragma
Rigidez axial (EA)	kN/m	1,68E+07
Rigidez à flexão (EI)	kNm ² /m	8,96E+05
Espessura (d)	m	0,8
Peso relativo (w)	kN/m/m	4
Coefficiente de Poisson (ν)	---	0,3

(b) Parâmetros dos elementos de extremidade fixa

Parâmetro	Unidade	Elemento de extremidade fixa	
		Escora	Piso
Rigidez axial (EA)	kN/m	2,50E+05	8,40E+06
Comprimento (L)	m	1,00	1,00

6.1.3. Modelos constitutivos e parâmetros representativos dos solos

Para representação do comportamento dos solos, o programa Plaxis possui dois modelos constitutivos adequados às características do perfil de solo encontrado: o modelo elastoplástico com critério de ruptura de Mohr Coulomb, e o modelo HS (*Hardening Soil*). Os itens subseqüentes apresentam a obtenção dos parâmetros representativos de cada um deles.

Ressalta-se que o perfil geotécnico do subsolo está apresentado na Figura 4.1, tendo sido caracterizado no Capítulo 4.

- **Modelo Mohr Coulomb**

Como comentado no Capítulo 3, o modelo de Mohr-Coulomb é um modelo elástico perfeitamente plástico, ou seja, o material comporta-se como linear elástico até atingir a condição de ruptura, definida pela envoltória de resistência de Mohr-Coulomb. Neste modelo, a superfície de plastificação é fixa, e os parâmetros representativos são: módulo de deformabilidade (E), coeficiente de Poisson (ν), coesão (c), ângulo de atrito (ϕ) e ângulo de dilatação (ψ). Devem ser também fornecidos os pesos específicos (γ) e as permeabilidades (k) dos diversos horizontes de solo.

Para definição destes parâmetros, foram utilizados dados de ensaios triaxiais tipo CD (consolidado drenado) e adensamento oedométrico, apresentados por Alves (1982), resultados de ensaios de caracterização e sondagens apresentados por Jucá (1981), além de algumas correlações existentes na literatura.

Ressalta-se que a camada de areia argilosa da profundidade 1m a 8,5m, ilustrada na Figura 4.1, foi subdividida em 3 sub-camadas, tendo em vista a melhor aproximação dos dados, uma vez que são disponíveis resultados obtidos de ensaios destas 3 sub-camadas .

Os ensaios triaxiais foram realizados para tensões confinantes de 25, 100, 200, 600 e 800kPa, e permitiram a determinação de módulos de deformabilidade para os diferentes níveis de tensão, correspondentes à profundidade de interesse das análises. Para as demais camadas de solo, os módulos de deformabilidade foram determinados em função do N_{SPT} médio de cada camada, da natureza do solo e a partir de correlações da literatura.

A Tabela 6.2 apresenta os parâmetros adotados na representação das diferentes camadas de solo a partir do modelo de Mohr-Coulomb. Ressalta-se que os valores de permeabilidade das diferentes camadas de solo foram selecionados a partir de dados da literatura.

Tabela 6.2 – Parâmetros utilizados na modelagem pelo modelo de Mohr –Coulomb.

Parâmetros	Unidade	Areia argilosa			Argila silto-arenosa	Solo residual
		Camada 1	Camada 2	Camada 3		
Peso específico (γ)	kN/m ³	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00
Permeabilidade (k)	m/s	1,00E-05	1,00E-05	1,00E-05	1,00E-08	1,00E-09
Módulo de Elasticidade (E)	kN/m ²	2,50E+04	2,70E+04	2,80E+04	1,50E+05	5,00E+05
Coeficiente de Poisson (ν)	-	0,3	0,3	0,3	0,3 / 0,49	0,3 / 0,5
Coesão (c)	kN/m ²	11	11	11	22	33
Ângulo de atrito (ϕ)	°	30	30	30	30	35

- **Modelo *Hardening Soil***

No modelo *Hardening Soil*, conforme visto no capítulo 3, a superfície de plastificação não é fixa no espaço de tensões principais, podendo ser expandida devido a deformações plásticas.

Em ensaios triaxiais, a relação entre a deformação axial e a tensão desviadora pode ser aproximada a uma hipérbole (Duncan e Chang, 1970).

O modelo *Hardening-Soil* baseia-se na formulação hiperbólica, mas difere do modelo descrito por Duncan e Chang (1970), visto que o modelo *Hardening-Soil* usa a teoria da plasticidade em vez da teoria da elasticidade, inclui a dilatância do solo e introduz uma função de plastificação.

Os parâmetros representativos do modelo *Hardening-Soil* para a camada de areia argilosa superficial foram determinados a partir das curvas tensão x deformação obtidas em ensaios triaxiais (Alves, 1982). Num ensaio triaxial drenado, a relação hiperbólica entre as deformações (ϵ) e as tensões desviadoras (q) pode ser descrita pela equação 3.18, apresentada no Capítulo 3. A Figura 6.3 apresenta as curvas que melhor reproduzem os resultados experimentais. As linhas contínuas representam as curvas previstas pelo modelo, e os pontos representam os dados experimentais.

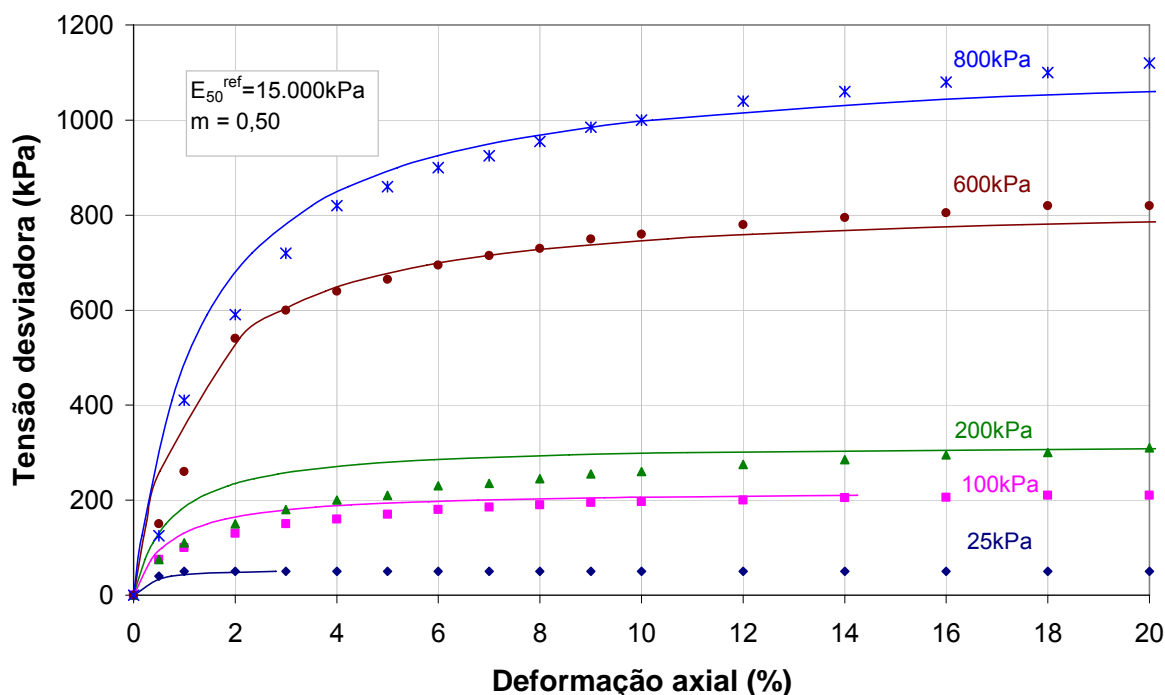


Figura 6.3- Reprodução das curvas $\sigma_{desv} \times \epsilon_a$ de ensaios triaxiais pelo modelo *Hardening-Soil*.

Observa-se que os parâmetros que melhor ajustaram o modelo às curvas experimentais foram $E_{50}^{ref} = 15000\text{kPa}$ e $m = 0,5$. Como comentado no Capítulo 3, E_{50}^{ref} é o módulo de Young correspondente a 50% da tensão de ruptura, para uma tensão confinante

de referência (p_{ref}). Cabe ressaltar que, no presente trabalho, adotou-se como curva de referência àquela que reproduz o ensaio para um nível de confinamento de 100kPa. Os valores do parâmetro E_{50} para as demais curvas de ensaio são obtidos da equação 3.19.

A determinação detalhada de m é apresentada no Anexo A.

Nota-se que, para os parâmetros E_{50}^{ref} igual a 15000kPa e m igual a 0,5, o modelo apresentou boa concordância para as curvas experimentais de 25kPa, 100kPa, 600kPa e 800kPa. No entanto, para a curva correspondente a 200kPa não se observou uma concordância adequada. Ressalta-se que, para $\sigma_c=200$ kPa, os resultados experimentais mostraram-se pouco consistentes para baixos níveis de deformação axial, resultando em módulos de deformabilidade (E_i e E_{50}) inferiores aos obtidos para $\sigma_c=100$ kPa. Este fato mostra que pode ter ocorrido algum tipo de falha, ou algum condicionante, na realização dos ensaios sob tensão confinante de 200kPa, justificando a não conformidade com as curvas previstas pelo modelo *Hardening-Soil*.

Como os dados experimentais referem-se apenas à camada de areia argilosa, não foi possível determinar os parâmetros necessários para o modelo *Hardening-Soil* para as demais camadas de solo. As camadas de argila silto-arenosa e solo residual foram reproduzidas pelo modelo elasto-plástico de Mohr-Coulomb, com os parâmetros apresentados na Tabela 6.2.

Os parâmetros do modelo *Hardening Soil*, adotados para a camada de areia argilosa, estão reunidos na Tabela 6.3.

Tabela 6.3- Parâmetros da areia argilosa adotados para o modelo *Hardening-Soil*

Parâmetro	Unidade	Valor
Módulo de deformabilidade correspondente a 50% da ruptura (E_{50}^{ref})	kN/m ²	1,50E+04
Módulo oedométrico (E_{oed}^{ref})	kN/m ²	2,20E+04
Módulo de descarregamento (E_{ur}^{ref})	kN/m ²	3,75E+04
Coesão do solo (c)	kN/m ²	11
Ângulo de atrito (ϕ)	(°)	30
Ângulo de dilatação (φ)	(°)	0
Peso específico (γ)	kN/m ³	20,00
Coeficiente de permeabilidade (k)	m/s	1,00E-05

6.1.4. Presença da água

Um aspecto relevante na modelagem da escavação é a presença de água. No caso de obra em estudo, o nível d'água encontra-se a 2,00m de profundidade, mas não foi feito rebaixamento do lençol freático. A permeabilidade da camada mais superficial (areia argilosa) é muito maior que as permeabilidades das camadas subjacentes (argila silto-

arenosa e solo residual). Kaiser e Hewitt (1981), em seu trabalho clássico sobre o efeito do fluxo da água no solo na estabilidade de escavações, ilustram graficamente várias situações, entre as quais a situação do caso aqui analisado. Os autores sugerem que a camada superficial de alta permeabilidade funciona como um reservatório. Neste caso, o fluxo estacionário ocorre, de fato, na camada de baixa permeabilidade. Foi traçada uma provável rede de fluxo estacionário que ocorre no caso em estudo (Anexo B -).

Na modelagem da escavação em estudo, foram avaliadas diferentes alternativas de reprodução do fluxo estacionário. O item 6.2.2 apresenta e discute estas alternativas.

6.1.5. Parâmetros de Interface

Os elementos de interface permitem a ocorrência de deslocamentos relativos entre o solo e a estrutura. No Plaxis, o parâmetro que define a interface (R_{inter}) é um fator de redução, que relaciona os ângulos de atrito do solo e da estrutura. Se a interface é rugosa, o parâmetro R_{inter} é igual a 1,0, caso contrário R_{inter} assume valores menores que a unidade.

Na modelagem do caso de obra em questão, optou-se por variar o parâmetro R_{inter} de forma a obter o melhor ajuste entre as previsões numéricas e os dados experimentais. Este procedimento de variação de R_{inter} foi realizado pela não disponibilidade de informações referentes à rugosidade da parede. Os valores adotados, bem como a influência dos mesmos nos resultados obtidos, serão apresentados no item 6.2.3.

6.1.6. Etapas da escavação

A modelagem da escavação foi executada em quatro etapas, de forma a reproduzir fielmente a situação de campo por ocasião da instrumentação, podendo ser resumidas como (Figura 6.4):

- A) 1ª Etapa – Ativação do elemento de parede, ativação do elemento representativo do piso, e escavação até o nível -5,00m;
- B) 2ª Etapa - Escavação até o nível -7,00m e ativação do elemento representativo da escora, no nível -6,00m;
- C) 3ª Etapa – Escavação até o nível -8,50m;
- D) 4ª Etapa – Escavação até o nível -9,50m.

À medida que a escavação prossegue, o nível d'água, originalmente a 2m de profundidade, coincide com a profundidade da escavação. A forma escolhida para representar esta situação na modelagem será descrita e apresentada posteriormente no item 6.2.2.

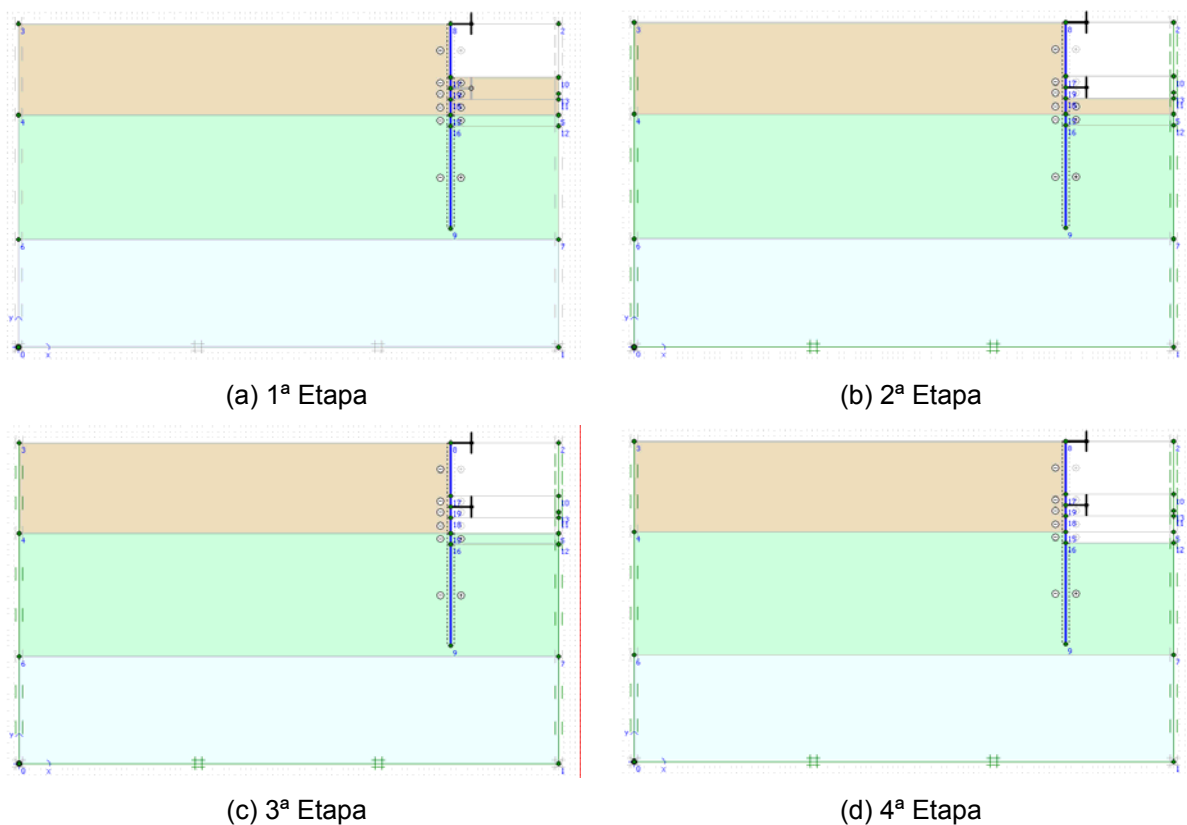


Figura 6.4- Etapas de escavação

6.2. Fatores de Influência

Alguns fatores costumam influenciar de forma significativa os resultados dos deslocamentos obtidos pela simulação numérica. Dentre estes, destacam-se: o modelo representativo do comportamento do solo, a forma de representação da presença da água e os parâmetros adotados para a interface solo-estrutura, além da variação do coeficiente de empuxo no repouso (k_0) e do coeficiente de Poisson (ν).

6.2.1. Modelo Representativo do Comportamento do Solo

Para a representação do comportamento dos solos, foram adotados e comparados dois modelos constitutivos: o modelo de Mohr-Coulomb e o Hardening-Soil. Os parâmetros do solo utilizados em cada modelo encontram-se reunidos nas Tabela 6.2 e Tabela 6.3. Cabe salientar novamente que a obtenção de parâmetros do modelo *Hardening Soil* foi possível apenas na camada de areia argilosa, tendo em vista a existência de dados experimentais. Para as demais camadas (argila silto-arenosa e solo residual), os parâmetros foram determinados apenas para o modelo Mohr-Coulomb.

A Figura 6.5 confronta os deslocamentos horizontais numéricos e experimentais obtidos para a 4ª etapa de escavação, comparando os dois modelos constitutivos.

Observa-se que, para os deslocamentos horizontais (Figura 6.5), os dois modelos apresentam resultados idênticos, reproduzindo assim uma curva única, e um comportamento ligeiramente mais rígido que o observado no campo.

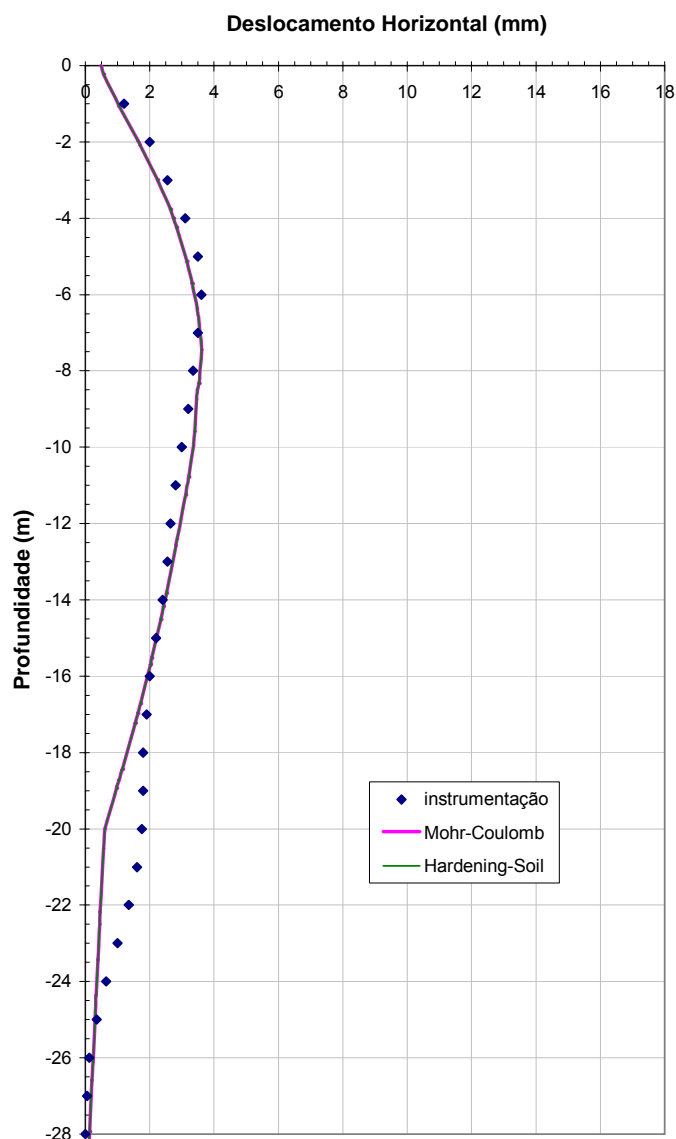


Figura 6.5 – Distribuição dos deslocamentos horizontais com a profundidade (4ª etapa)

A semelhança de resultados de deslocamentos horizontais obtidos a partir dos diferentes modelos pode ser explicada pelo fato das deformações previstas e medidas serem muito pequenas ($\approx 0,4\%$), não atingindo o estado plástico, como pode ser inferido pela Figura 6.3. Neste caso, os dois modelos se assemelham, pois ambos encontram-se ainda em regime elástico.

6.2.2. Presença da água

No caso em estudo é provável que ocorra um fluxo estacionário na segunda camada de solo (argila silto-arenosa) conforme visto no item 6.1.4. Algumas alternativas foram adotadas com o objetivo de reproduzir esta situação na modelagem computacional.

A primeira tentativa consistiu em variar o NA para cada etapa, coincidindo com a profundidade da escavação do lado escavado e a 2,0m de profundidade do lado escorado. Os resultados de poropressão referentes à 4ª etapa de escavação estão apresentados na Figura 6.6. Observa-se que as poropressões previstas pelo Plaxis mantiveram-se bastante próximas às poropressões hidrostáticas, indicando que o programa não estabeleceu uma relação de fluxo. As poropressões esperadas com base em rede de fluxo estabelecida para um maciço de solo homogêneo, subjacente ao “reservatório”, estão apresentadas em forma de diagrama simplificado nesta mesma Figura.

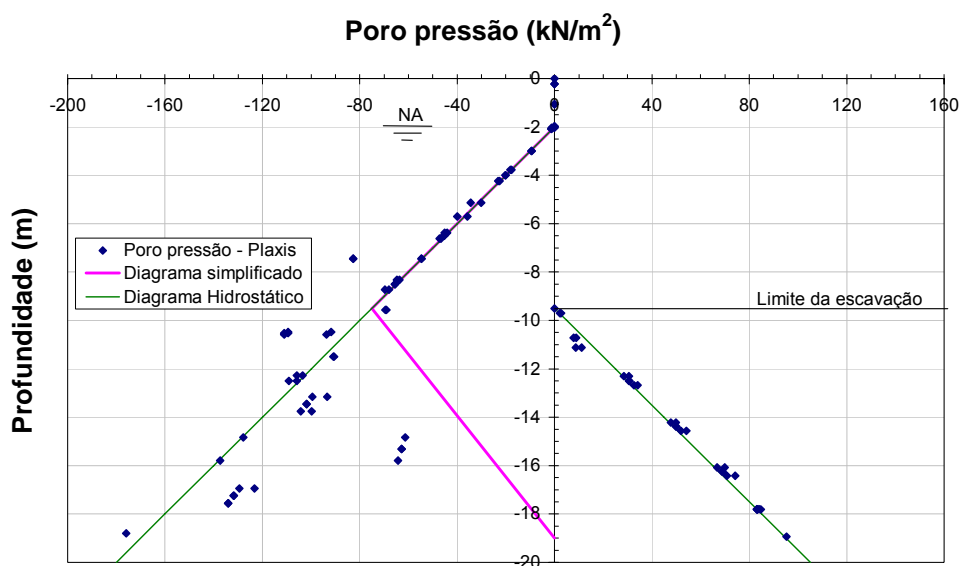


Figura 6.6 – Diagrama de poropressões previstas, hidrostáticas e diagrama simplificado

Na segunda tentativa, optou-se por utilizar a opção do programa Plaxis de geração automática de poropressão admitindo fluxo estacionário. No entanto, para esta opção, as análises forneceram resultados de poropressão inconsistentes e foram descartadas.

Uma explicação para a inconsistência dos resultados seria a grande diferença de permeabilidade entre os materiais, fazendo com que o fluxo se concentrasse no topo da camada de areia. Nas demais camadas de solo, o programa forneceu valores nulos de poropressão. Esta alternativa de cálculo de poropressão pelo Plaxis merece ser melhor investigada.

Tendo em vista a dificuldade de reproduzir corretamente o fluxo no Plaxis, decidiu-se representar a influência da água por carregamentos, distintos em cada etapa, que

reproduzem o efeito do carregamento imposto pela água. Neste caso, admitiu-se o nível d'água no limite inferior da geometria, e considerou-se o peso específico do solo submerso (γ_{sub}).

O cálculo do carregamento foi procedido de forma a representar as condições de fluxo no solo. Foi imposto um carregamento simplificado, calculado a partir da rede de fluxo (Anexo B -), representativo da situação real, para cada etapa de escavação (Figura 6.7).

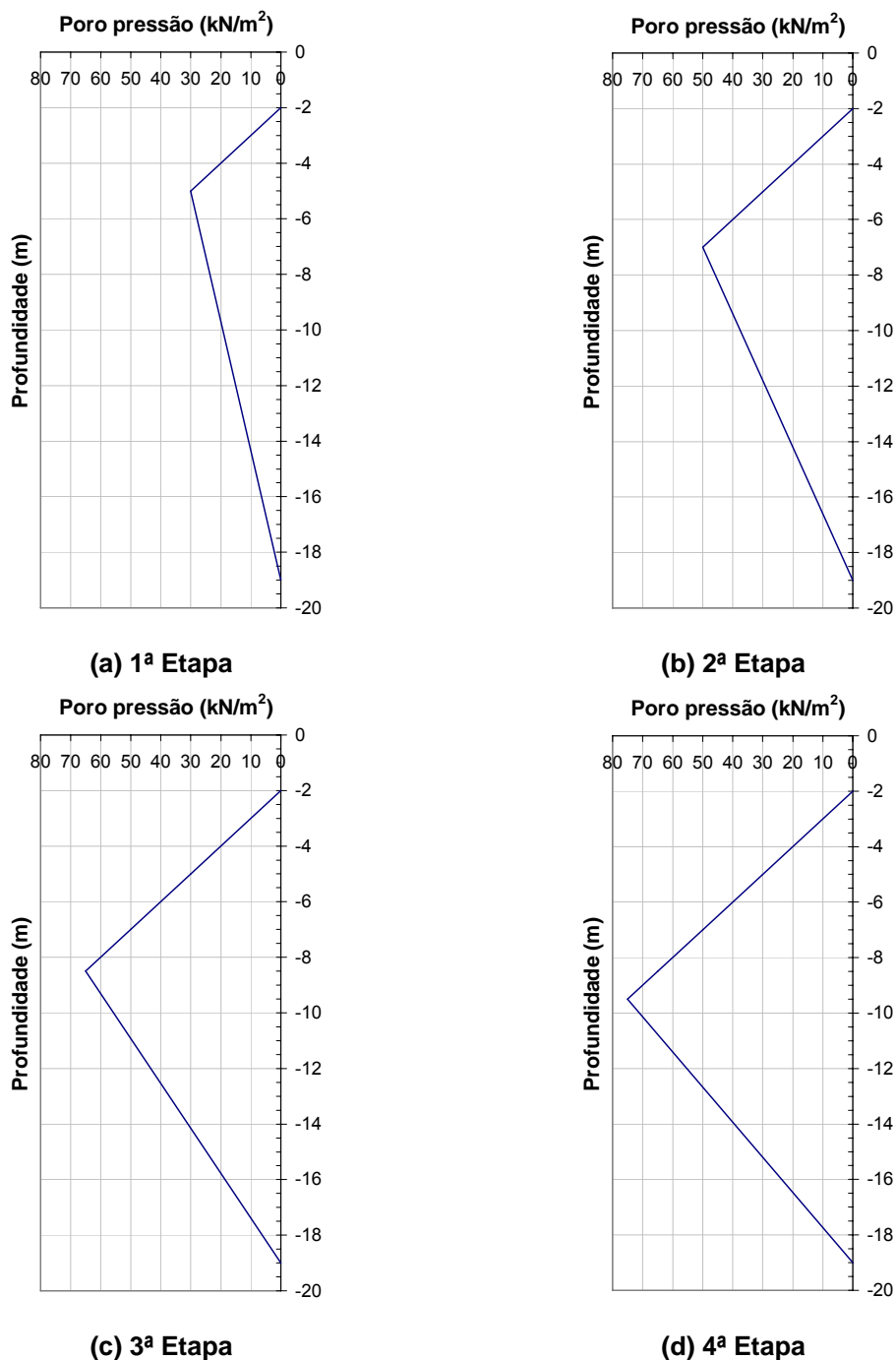


Figura 6.7- Carregamentos simplificados para cada etapa da escavação

6.2.3. Influência da Interface

Como detalhado anteriormente, os elementos de interface permitem a consideração de deslocamentos relativos entre o solo e a estrutura. Nas análises, foram adotados valores de R_{inter} entre 0,5 e 1,0, de forma a representar uma faixa de rugosidade, desde o caso de interface praticamente lisa até interface rugosa, a que, provavelmente, melhor representa a realidade da parede do tipo diafragma.

Em termos de deslocamentos horizontais, apesar da pequena diferença, o valor de R_{inter} igual a 1,0 forneceu o melhor ajuste entre os resultados da instrumentação e das previsões numéricas, como indica a Figura 6.8. Este resultado é coerente com o esperado, tendo em vista a rugosidade da parede diafragma.

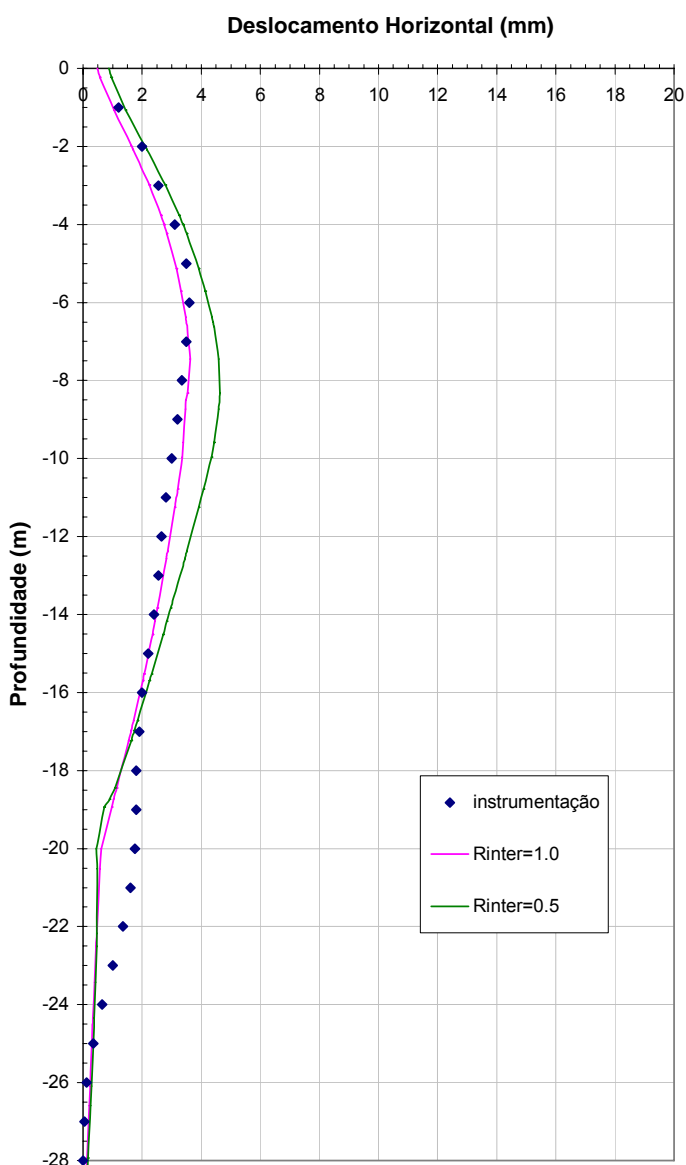


Figura 6.8 – Deslocamentos horizontais com a profundidade, para diferentes valores de R_{inter} (4ª etapa)

A Figura 6.9 apresenta a distribuição de recalque *versus* distância da parede, para cada um dos valores de interface considerados. Ressalta-se que o gráfico é referente à 4ª etapa de escavação. Os resultados mostram que o perfil de recalque que mais se aproxima dos dados de campo é o que leva em consideração o valor de $R_{inter}=0,5$, ou seja, considera a interface praticamente lisa. O resultado não é coerente visto que a parede diafragma é moldada “*in loco*”, o que torna a estrutura extremamente rugosa.

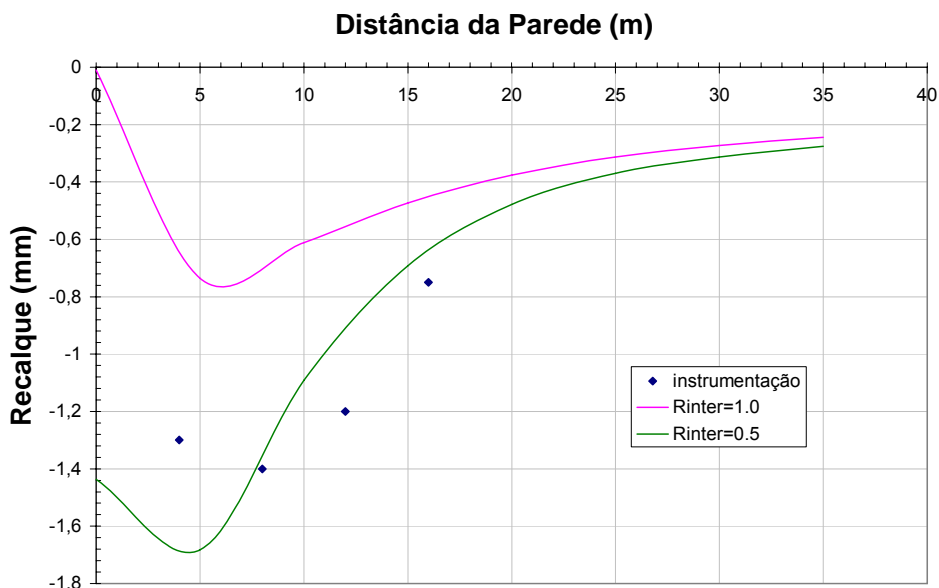


Figura 6.9 –Variação dos recalques com a distância da parede para diferentes valores de R_{inter} (4ªetapa)

6.2.4. Influência da Variação de k_0

O coeficiente de empuxo no repouso (K_0) a princípio foi considerado 0,5 para todas as camadas de solo. Porém, em solos residuais, há registros de valores de k_0 superiores a 1,5. Com a finalidade de verificar esta influência, foi considerado para a camada de solo residual um valor de k_0 igual a 1,0.

A Figura 6.10 apresenta o gráfico de deslocamentos horizontais, referentes à 4ª etapa de escavação, obtidos para cada um dos valores de k_0 . Os perfis obtidos numericamente são semelhantes, indicando que, no caso em estudo, a variação de k_0 apenas da camada residual não influencia os resultados de deslocamentos horizontais. De forma análoga, não foram verificadas variações nos perfis de recalques, para os diferentes valores de k_0 .

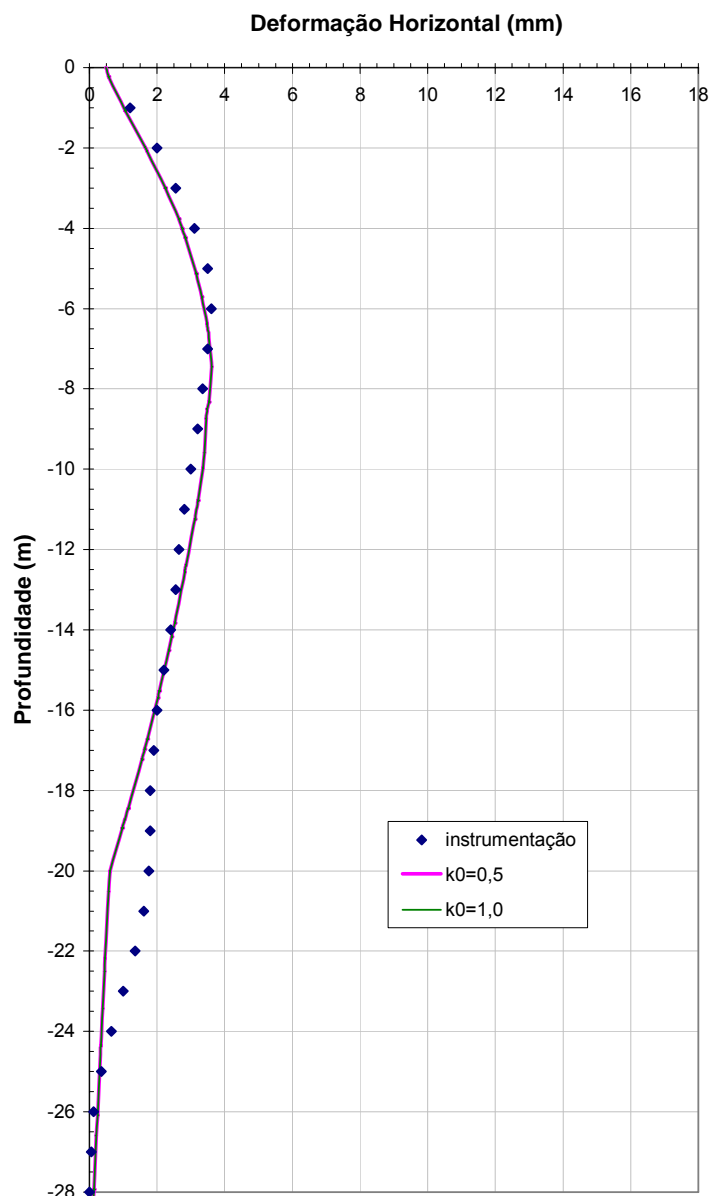


Figura 6.10 – Deslocamentos horizontais com a profundidade, para diferentes valores de k_0 (4ª etapa)

6.2.5. Influência da Variação do Coeficiente de Poisson (ν)

No presente estudo, o coeficiente de Poisson (ν) foi considerado inicialmente igual a 0,3 para todas as camadas de solo. Numa segunda etapa foi realizada uma análise considerando valores de coeficiente de Poisson mais consistentes com as distintas camadas de solo. Nesta análise, adotou-se ν igual a 0,49 para a camada de argila silto-arenosa e 0,40 para a camada de solo residual. Para as demais camadas, foi mantido o valor de ν igual a 0,30.

As análises numéricas indicaram deslocamentos horizontais ligeiramente superiores a partir da consideração de valores diferenciados de ν para as distintas camadas (Figura 6.11).

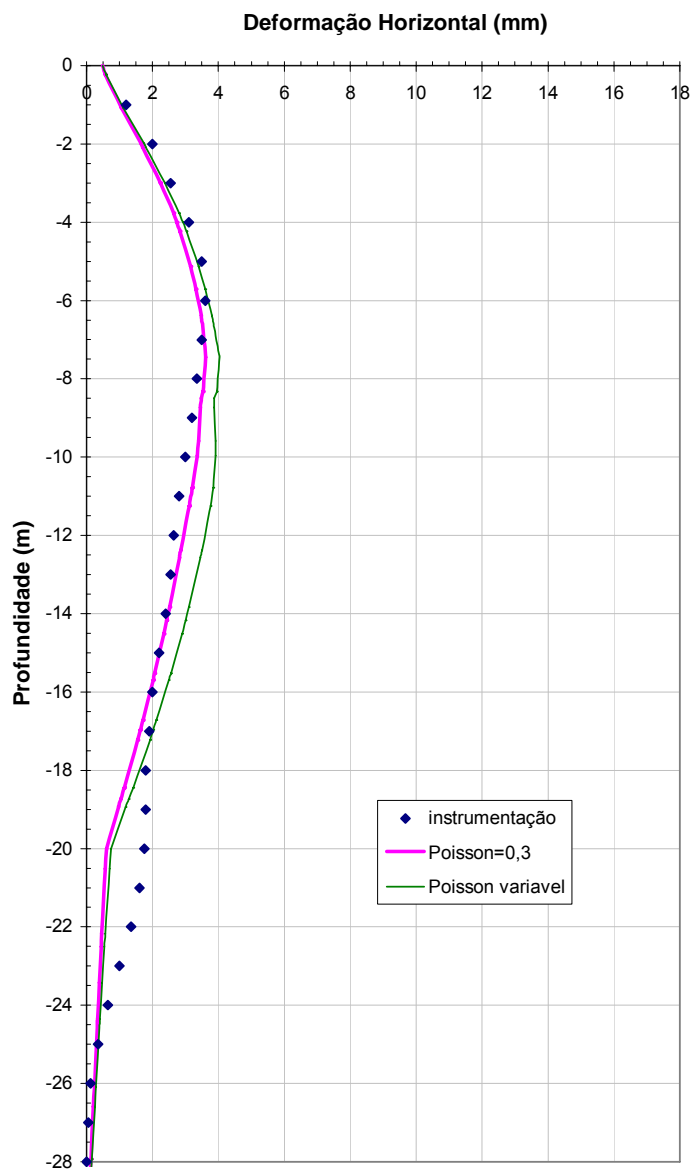


Figura 6.11 – Deslocamentos horizontais com a profundidade, variando o coeficiente de Poisson (ν) (4ª etapa)

No caso dos recalques, foram observadas diferenças significativas nos resultados dos recalques para as duas hipóteses de consideração de coeficientes de Poisson. A Figura 6.13 ilustra tais diferenças para a quarta etapa de escavação

No item 6.3, com a incorporação também da sobrecarga dos vizinhos, a importância da influência do coeficiente de Poisson será melhor ilustrada.

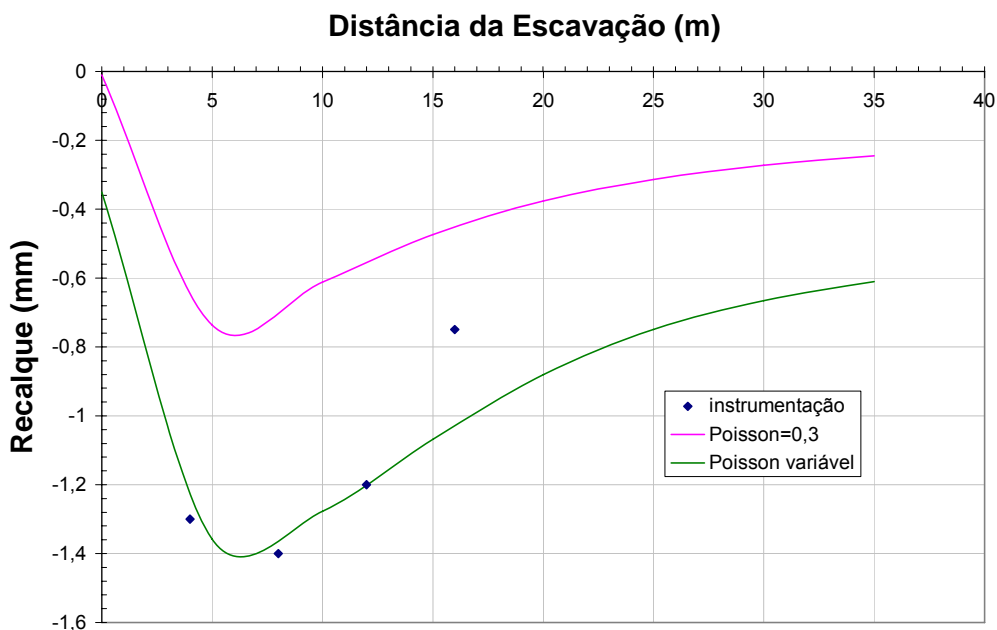


Figura 6.12 – Variação dos recalques com a distância da parede para diferentes valores de coeficiente de Poisson (ν) (4ª etapa)

6.3. Análise dos Resultados Numéricos

Após a definição dos modelos constitutivos dos materiais envolvidos, do carregamento imposto pela água, do valor da razão de interface, do valor de K_0 e dos valores de coeficiente de Poisson, foi estabelecido o modelo representativo do caso de obra apresentado no capítulo 4.

As análises numéricas admitiram o modelo de Mohr Coulomb para a reprodução do comportamento dos solos, um carregamento simplificado representando a influência da água, a interface rígida ($R_{inter}=1,0$), o coeficiente de empuxo no repouso $k_0=0,5$ e o coeficiente de Poisson variável de acordo com a camada de solo.

Neste item, serão apresentados os resultados da modelagem numérica para as quatro etapas de escavação e comparados aos resultados de instrumentação de campo (Jucá, 1981), que consistiu em medições de deslocamentos horizontais e verticais (recalques). Nesta modelagem se incorporou também a sobrecarga dos vizinhos como situação inicial, em conformidade com o trabalho de Lopes (1985).

6.3.1.Deslocamentos Horizontais

Os deslocamentos horizontais previstos estão apresentados na Figura 6.13, para cada etapa da escavação.

Para 1ª etapa de escavação (Figura 6.13 a), os dados da instrumentação indicam que o deslocamento máximo ocorre a cerca de 6,00m de profundidade e tem magnitude de aproximadamente 0,60mm. Na modelagem, o deslocamento horizontal máximo ocorre na mesma profundidade, mas tem magnitude superior, de 3,5mm, indicando um comportamento mais flexível.

Na 2ª etapa (Figura 6.13 b), tanto o perfil de deslocamentos quanto as magnitudes previstas pelo Plaxis, apresentam uma concordância melhor com os dados de instrumentação. A modelagem apresenta um comportamento mais flexível, mas com diferenças pouco significativas. O mesmo comportamento é observado na 3ª etapa (Figura 6.13 c).

Para 4ª etapa (Figura 6.13 d), o perfil de deslocamentos gerado pelo Plaxis também está de acordo com os dados da instrumentação, apresentando uma pequena diferença na profundidade do deslocamento máximo. Nos dados de instrumentação, o deslocamento horizontal máximo ocorre a 6,00m de profundidade e se aproxima de 3,6mm, enquanto a previsão numérica fornece deslocamento horizontal máximo de cerca de 4,5mm a aproximadamente 7,0m de profundidade.

Apesar do comportamento pouco mais flexível fornecido pela análise numérica, pode-se considerar satisfatória a concordância entre os resultados numéricos e experimentais, tendo em vista a boa reprodução da distribuição dos deslocamentos horizontais, com valores máximos ocorrendo a, aproximadamente, 7,00m de profundidade (cerca de 2/3 da altura de escavação). Além disso, os deslocamentos horizontais previstos situaram-se na mesma ordem de grandeza dos deslocamentos medidos, apresentando diferenças significativas apenas na primeira etapa de escavação.

Destaca-se também que os resultados apresentados na Figura 6.13 c e d, correspondentes às etapas 3 e 4, revelam que abaixo do nível da ficha (19m de profundidade) os deslocamentos medidos superam os calculados, indicando parâmetros de deformabilidade considerados para o solo, neste trecho, maiores que os reais.

Cabe ressaltar que a análise numérica apresentada procurou reproduzir os diferentes elementos envolvidos (camadas distintas do maciço de solo, elementos estruturais como o piso, o escoramento e a cortina, a presença da água do subsolo, a situação da interface), que conduzem a uma modelagem complexa.

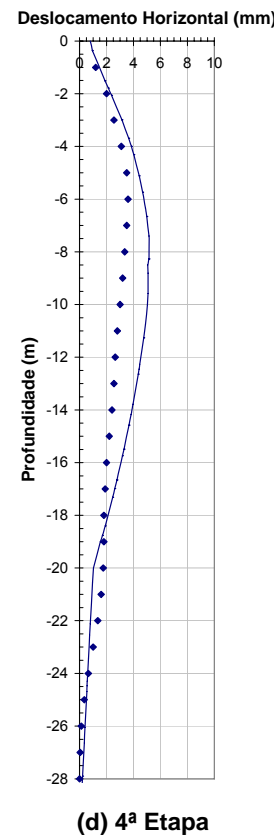
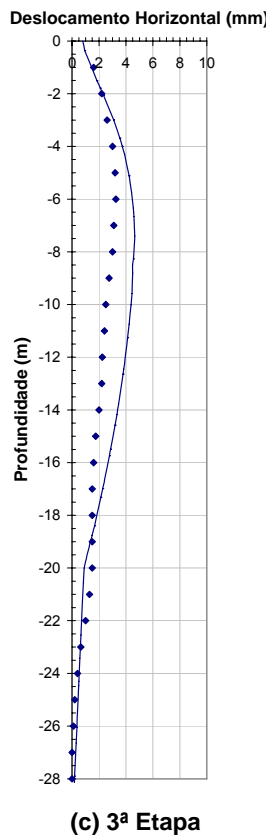
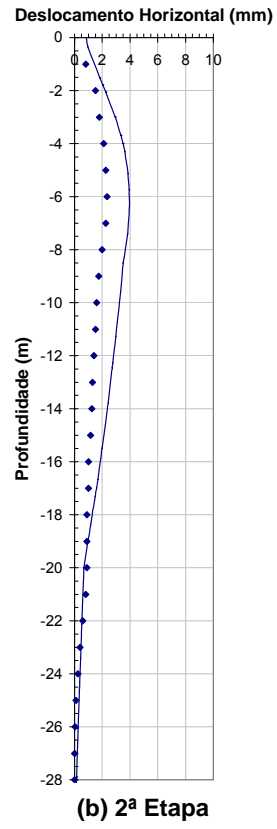
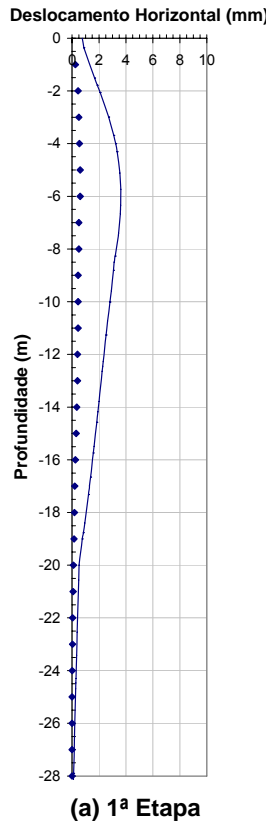


Figura 6.13- Deslocamentos horizontais com a profundidade para cada etapa de escavação

6.3.2.Recalques

As distribuições de recalques previstas numericamente em função da distância à escavação estão apresentadas na Figura 6.14, em confronto com os dados da instrumentação.

Os resultados indicam valores de recalque calculados pelo programa Plaxis superiores aos valores medidos para todas as etapas.

Os resultados de recalques que seriam obtidos com coeficiente de Poisson de 0,3 para todas as camadas são apresentados na Figura 6.15. Já os deslocamentos horizontais, com coeficiente de Poisson 0,3, foram praticamente os mesmos encontrados na Figura 6.13.

Embora a Figura 6.15 revele resultados mais próximos aos instrumentados, os valores de coeficiente de Poisson distintos que foram selecionados para as diferentes camadas são mais compatíveis com a natureza do solo das diversas camadas do perfil geotécnico.

Cabe destacar que a forma dos perfis de recalque obtida com o Plaxis apresentou traçados coerentes (tipo côncavo), porém com valores máximos maiores e localizados um pouco mais afastados da parede. Observa-se também que enquanto nas etapas 1 e 2 os recalques calculados mostram uma variação mais tênue com o afastamento da parede, à direita do trecho de recalque máximo, para as etapas 3 e 4 a forma do perfil de recalque medido é muito próxima da forma do perfil calculado pelo Plaxis.

Conclui-se, assim, que embora o Plaxis tenha sido conservativo na avaliação do recalque máximo, os recalques distorcionais previstos pela análise numérica são compatíveis com os valores medidos, indicados pela forma da bacia de recalque.

No capítulo 3, comentou-se acerca da dificuldade de reprodução numérica de recalques reportada na literatura. Os resultados obtidos confirmam tal dificuldade para a previsão dos recalques provenientes de escavações.

Salienta-se aqui a ausência de medidas de recalques em mais pontos distantes da escavação, que poderia permitir uma melhor comparação com os resultados numéricos. Os registros de instrumentação limitam-se a distância de 16,0m da escavação.

Destaca-se também a influência relevante do coeficiente de Poisson do solo na análise dos recalques decorrentes de escavações.

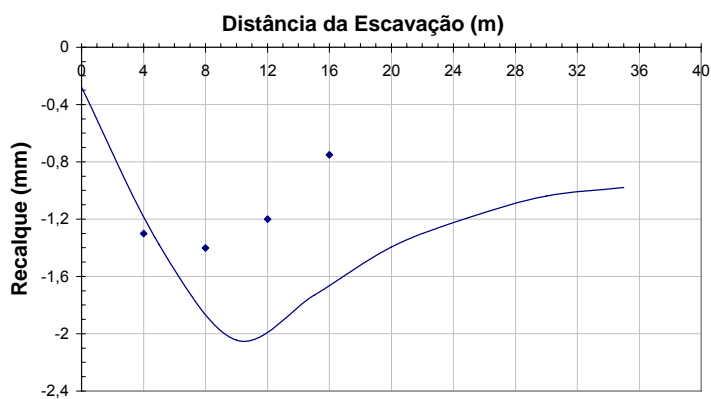
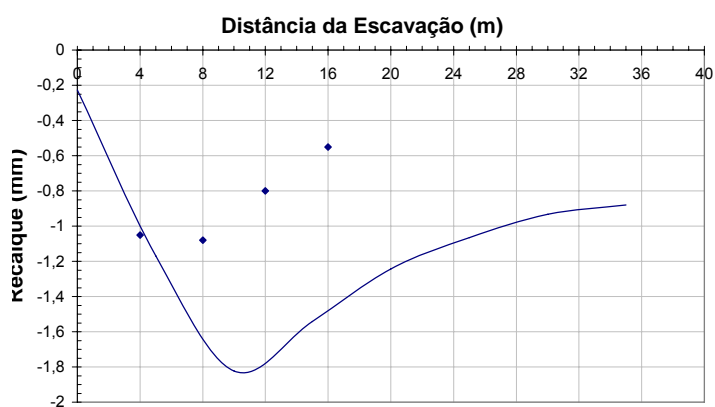
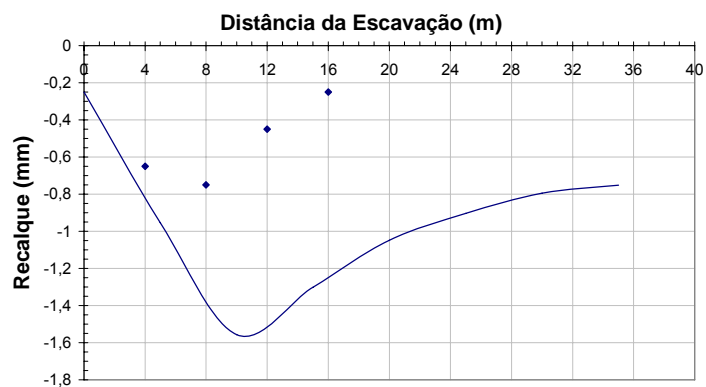
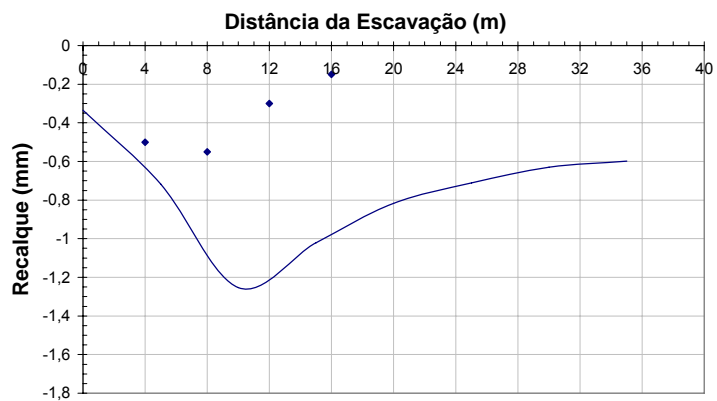


Figura 6.14- Gráficos Distância da escavação x Recalque para cada etapa de escavação ($v=var$)

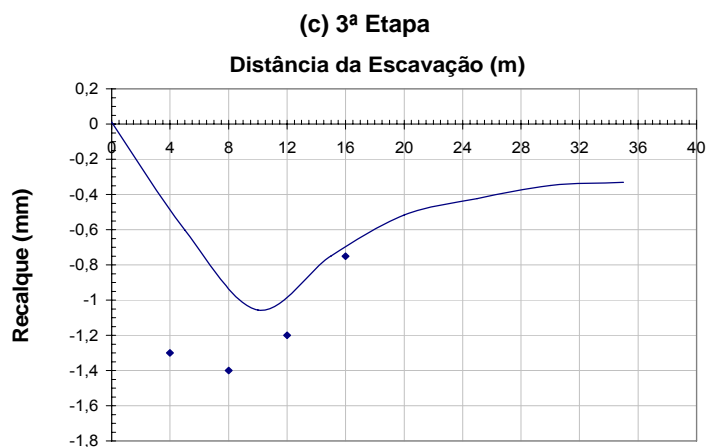
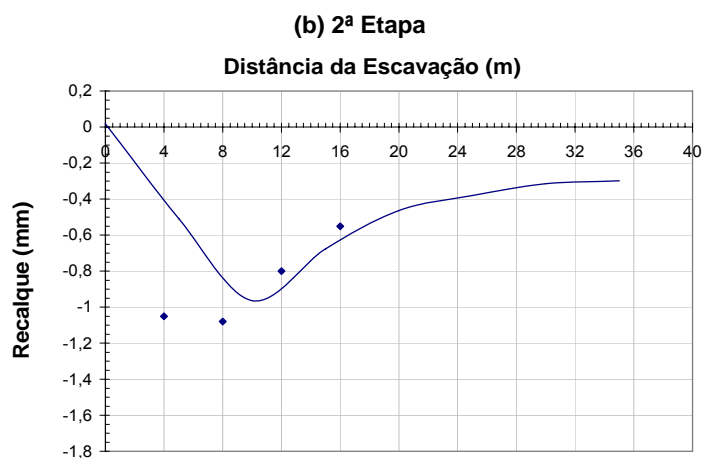
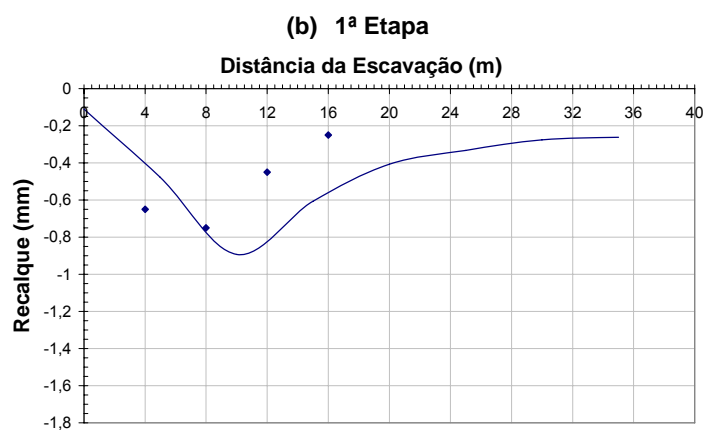
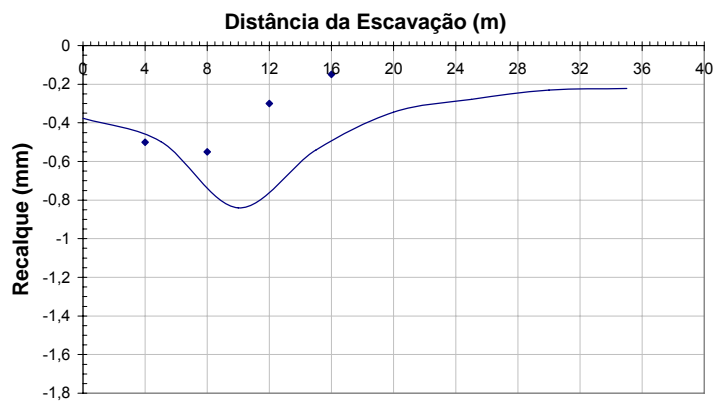


Figura 6.15- Gráficos Distância da escavação x Recalque para cada etapa de escavação ($\nu=0,3$)

6.4. Comparação da Modelagem com os Métodos Empíricos

Este item apresenta a comparação dos resultados de recalques obtidos a partir da modelagem computacional com os resultados obtidos pelos métodos empíricos, apresentados no Capítulo 5.

As comparações foram realizadas em termos de perfil de recalques e volumes deformados.

6.4.1. Tipo de Perfil

O Capítulo 2 apresentou uma discussão sobre os perfis típicos de recalques provocados por escavações, designados como “*spandrel*” e côncavo. No perfil “*spandrel*”, os maiores recalques ocorrem próximo à parede, enquanto no perfil côncavo, o recalque máximo ocorre a uma determinada distância da parede.

A definição completa do perfil de recalque côncavo requer o conhecimento da faixa de influência, do recalque na face da parede e da localização do maior recalque.

A Figura 6.16 compara os perfis de recalque obtidos nas 4 etapas de escavação a partir de métodos empíricos com o perfil fornecido pela análise numérica.

Na 1ª etapa (Figura 6.16 a), o tipo de perfil previsto pelo Plaxis (côncavo) se assemelha à curva de Hsieh e Ou (1998), porém os valores obtidos pelo Plaxis são muito maiores que os obtidos pelo método de Hsieh e Ou (1998) para $\delta_{vm}=\delta_{hm}$. O recalque máximo, segundo a modelagem, ocorre a cerca de 10m da escavação, contra 2,5m de distância da escavação segundo Hsieh e Ou (1998). A área de influência dos recalques determinada pelo Plaxis também é maior que a determinada por métodos empíricos.

Na 2ª etapa (Figura 6.16 b), o recalque máximo previsto pelo Plaxis se aproxima à curva de Hsieh e Ou (1998), que considera $\delta_{vm}=0,75\delta_{hm}$. O recalque máximo previsto é da ordem de 1,50 mm a cerca de 10,0m de distância da escavação, enquanto o proposto por Hsieh e Ou (1998) é de cerca de 1,80mm a aproximadamente 3,5m de distância da escavação. Ressalta-se que o tipo de perfil estimado por Hsieh e Ou (1998) é compatível com a previsão numérica. Comportamento semelhante foi observado para a 3ª etapa de escavação.

Na 4ª etapa (Figura 6.16 d), o perfil previsto pelo programa Plaxis apresenta valor máximo próximo à curva média de Hsieh e Ou (1998). O tipo de perfil (côncavo) é semelhante, mas os recalques máximos ocorrem por volta de 5,0m e 10,0m de distância da escavação na análise empírica e numérica respectivamente.

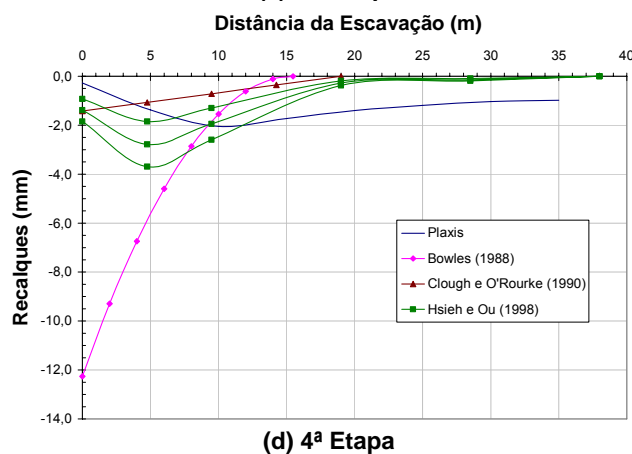
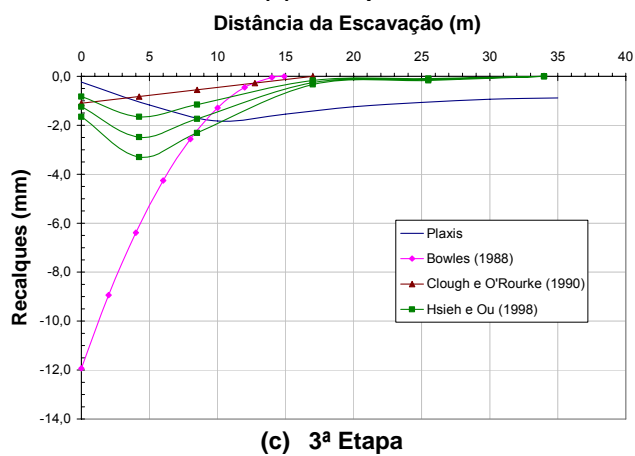
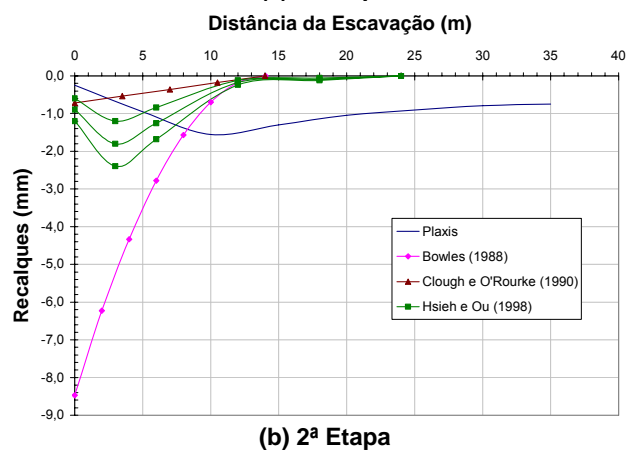
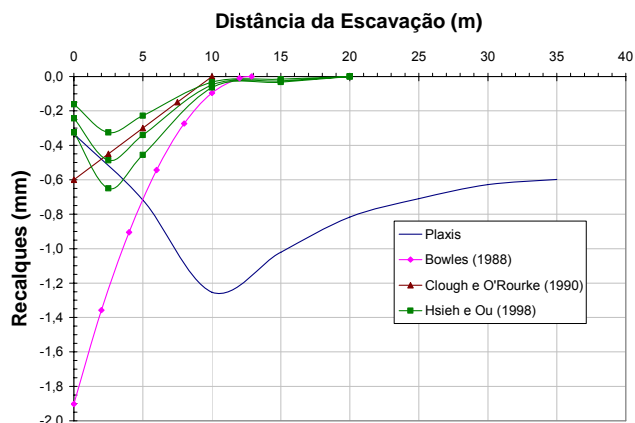


Figura 6.16- Perfis de recalque: métodos empíricos x análise numérica

Quanto à localização do recalque máximo, Ou et al (1993) e Nicholson (1987) verificaram que a distância, a partir da face da parede, onde ocorre o maior recalque é geralmente igual à metade da profundidade onde ocorre o maior deslocamento horizontal da parede ($H_e/2$). No caso em estudo, os maiores deslocamentos horizontais foram obtidos numericamente a 7,0m de profundidade em média, enquanto os maiores recalques foram determinados a uma distância de 10,0m da face. Ou seja, os maiores recalques foram calculados, numericamente, a uma distância de $1,4H_e$, sendo H_e a profundidade onde foram determinados os maiores deslocamentos horizontais. Cabe destacar que, caso a parede apresentasse uma menor rugosidade, os maiores recalques talvez ocorressem a uma distância menor da face da parede, aproximando-se da observação de Ou et al (1993) e Nicholson (1987). Além deste aspecto, há que se destacar a presença da sobrecarga do vizinho, em fundações diretas, que influencia as condições iniciais de tensões anteriores à escavação, cuja influência foi incorporada na análise numérica, mas não contemplada nos métodos empíricos. Este é um aspecto que merece ser, também, melhor investigado.

6.4.2. Volume Deformado

Neste item, foram quantificados os volumes das bacias de recalques geradas pelos perfis traçados pela instrumentação, pelos métodos empíricos e pelo perfil fornecido pelo programa computacional (Tabela 6.4). Ressalta-se que os dois valores apresentados por Hsieh e Ou (1998) referem-se aos limites inferior (que considera $\delta_{vm}=0,5\delta_{hm}$) e superior (que considera $\delta_{vm}=\delta_{hm}$) das bacias de recalque.

Tabela 6.4- Volumes de bacias de recalque (m^3/m)

	Instrumentação	Bowles (1988)	Clough e O'Rourke (1990)	Hsieh e Ou (1998)	Plaxis
1ª Etapa	0,0078	0,0093	0,0030	0,0022 0,0044	0,030
2ª Etapa	0,0090	0,0410	0,0049	0,0109 0,0218	0,037
3ª Etapa	0,0147	0,0630	0,0094	0,0179 0,0359	0,045
4ª Etapa	0,0225	0,0654	0,0133	0,0229 0,0459	0,060

De acordo com os resultados apresentados na Tabela 6.4, pode-se afirmar que, os volumes das bacias de recalque previstos numericamente são maiores que os obtidos pela

instrumentação. Para a 1ª e 2ª etapas o Plaxis apresenta volumes da bacia bem maiores que a instrumentação. A 3ª e 4ª etapas também apresentam volumes maiores, porém com menor diferença em relação aos valores fornecidos pela instrumentação

Com relação aos métodos empíricos, os volumes das bacias determinados pelo método de Hsieh e Ou (1998), em seu limite superior ($\delta_{vm}=0,5.\delta_{hm}$), excetuando os valores correspondentes à primeira etapa, são os que mais se aproximam dos valores experimentais.

Cabe lembrar que a extensão do perfil de recalques apresentada pelo Plaxis é maior quando comparada tanto aos métodos empíricos quanto à instrumentação. Na realidade, o programa Plaxis não permite um carregamento distribuído para representação da sobrecarga como condição inicial da análise numérica. Foi utilizado o recurso de se acrescentar uma camada fictícia, a 3m de profundidade, com uma espessura de 50cm e com um peso específico que reproduzisse o acréscimo líquido de tensões gerado pelas fundações do prédio vizinho nesta profundidade. Esta camada fictícia, posicionada a 3m de profundidade e com um afastamento de 6 m da face da parede, pode não ter reproduzido de forma fiel a situação real existente nos vizinhos, o que infelizmente não foi detalhado por Jucá (1981).

Conforme esperado, os demais métodos (Bowles, 1988 e Clough e O' Rourke, 1990) não apresentaram boa concordância com a instrumentação, visto que estes métodos também não forneceram um bom ajuste em relação aos tipos de perfis.

6.5. Considerações Finais sobre a Modelagem

Diante do exposto pode-se afirmar que o programa Plaxis permitiu um ajuste satisfatório entre os resultados numéricos e experimentais. Os perfis de deslocamento horizontal (Figura 6.13) mostraram-se coerentes com os obtidos em campo, com diferenças pouco significativas. Em termos de perfis de deslocamento vertical (Figura 6.15), as análises numéricas forneceram perfis com forma coerente, porém com magnitudes em geral superiores às fornecidas pela instrumentação.

De acordo com a modelagem pelo Plaxis, no perfil de deslocamento horizontal (Figura 6.13) a deformação máxima (δ_{hm}) ocorre, em todas as etapas da escavação, a uma profundidade aproximada de 6,5 a 7,0m, ou seja, a aproximadamente $0,7H_e$.

No perfil de deslocamento vertical (recalques) previsto (Figura 6.15), a localização do recalque máximo (δ_{vm}) segundo a modelagem numérica, ocorre a cerca de 10,0m de distância da escavação para todas as etapas, ou seja, a cerca de $1,05.H_e$.

A Tabela 6.5 e a Tabela 6.6 apresentam, para cada etapa da escavação, os valores de deslocamento horizontal máximo (δ_{hm}), recalque máximo (δ_{vm}), e a razão (δ_{vm}/δ_{hm}), segundo a modelagem Plaxis e a instrumentação de campo, respectivamente.

Cabe ressaltar, que os resultados da instrumentação indicaram valores de (δ_{vm}/δ_{hm}) em torno de 0,35 com exceção da 1ª etapa, onde $\delta_{vm} = \delta_{vm}$.

De acordo com Hsieh e Ou (1998), a razão (δ_{vm}/δ_{hm}) varia entre 0,5 e 1,0. No entanto, a modelagem numérica forneceu valores da razão (δ_{vm}/δ_{hm}) variando de 0,35 a 0,39, mais próximos aos resultados medidos no campo.

Tabela 6.5- Deslocamentos horizontais e recalques máximos determinados pela modelagem

	δ_{hm} (mm)	δ_{vm} (mm)	$\delta_{vm} / \delta_{hm}$
Etapa 1	3,6	1,25	0,35
Etapa 2	4,1	1,56	0,38
Etapa 3	4,6	1,82	0,39
Etapa 4	5,2	2,04	0,39

Tabela 6.6- Deslocamentos horizontais e recalques máximos determinados pela instrumentação

	δ_{hm} (mm)	δ_{vm} (mm)	$\delta_{vm} / \delta_{hm}$
Etapa 1	0,6	0,6	1,00
Etapa 2	2,35	0,7	0,30
Etapa 3	3,25	1,10	0,34
Etapa 4	3,60	1,40	0,39

Apesar da reprodução não satisfatória de recalques, ressaltada também por outros pesquisadores em análises por elementos finitos, os resultados mostraram a potencialidade da ferramenta numérica (Plaxis) no estudo do comportamento de escavações, com perfis de deslocamentos horizontais e relação δ_{vm}/δ_{hm} bastante satisfatórios

7. Conclusões e Sugestões para Pesquisas Futuras

Serão apresentadas a seguir as principais conclusões do presente trabalho, além de algumas sugestões para futuras pesquisas que poderão trazer contribuições adicionais ao estudo da influência de escavações em recalques de edificações vizinhas.

7.1. Conclusões

O objetivo desta dissertação consistiu em contribuir para o estudo dos efeitos de escavações nos recalques do maciço de solo adjacente.

As principais conclusões são a seguir resumidas:

- **Quanto à pesquisa bibliográfica**

Não foi registrada, na pesquisa bibliográfica consultada, qualquer proposição do uso direto do MEF para a estimativa de recalques superficiais gerados por escavações vizinhas. Alguns procedimentos propostos fazem uso do MEF para a avaliação dos deslocamentos horizontais, a partir dos quais são propostos procedimentos para a previsão dos recalques. Conclui-se que este aspecto já sinaliza para a dificuldade ressaltada por diversos autores, quanto à modelagem do comportamento do solo e da interface, bem como quanto à seleção dos parâmetros do solo necessários à análise. A Tabela 2.1 apresenta um resumo que ilustra os aspectos mais relevantes dos principais métodos.

- **Quanto à validação do programa**

A análise de validação do programa indicou que o Plaxis mostrou ser uma ferramenta numérica capaz de reproduzir vários aspectos que interferem no comportamento de escavações escoradas. O programa apresentou uma boa aproximação para os valores dos esforços de flexão na parede e esforços na ancoragem, além de prever um perfil de deslocamentos horizontais com comportamento compatível com os casos analisados. A distribuição dos empuxos de terra simulados pelo Plaxis, ao longo da profundidade da parede, também mostrou bons resultados, compatível com a deformabilidade das paredes de diferentes rigezas analisadas. Em relação aos recalques, a modelagem numérica

apresentou um perfil diferente do esperado, embora com resultados comparáveis aos apresentados por Potts e Fourie (1984).

Concluiu-se que as análises numéricas revelaram que além da extensão da ficha, a espessura (rigidez) da parede tem uma influência significativa no comportamento da parede como apoio livre (sem restrição à rotação no trecho embutido da parede) e apoio fixo (com restrição à rotação). O cálculo com base nas equações de equilíbrio limite e diagramas de Rankine não consideram este aspecto.

• Quanto à comparação da instrumentação com os métodos empíricos

As previsões de recalques feitas de acordo com os métodos empíricos estudados mostraram que alguns métodos aproximam-se mais da instrumentação que outros. Quanto ao tipo de perfil, o método de Hsieh e Ou (1998), o único que contempla dois tipos de perfis de recalques de acordo com a execução da escavação, é o que apresenta perfil coerente com o encontrado pela instrumentação (tipo côncavo). Neste tipo de perfil o recalque máximo (δ_{vm}) ocorre a uma certa distância da escavação.

Os outros métodos estudados, Bowles (1988) e Clough e O'Rourke (1991), apresentam perfil do tipo *spandrel*, ou seja, o recalque máximo (δ_{vm}) ocorre junto à escavação, o que não acontece na prática para o caso de obra estudado.

Quanto à magnitude dos recalques, o método de Hsieh e Ou (1998) foi também o que apresentou melhor aproximação com os dados de campo. E quanto ao volume da bacia de recalques o limite inferior de Hsieh e Ou (1998), que leva em consideração $\delta_{vm}=0,5\delta_{hm}$ apresentou os valores mais próximos aos instrumentados.

Concluiu-se então que o método para previsão de recalques proposto por Hsieh e Ou (1998) é o que mais se aproxima dos observados na escavação estudada.

• Quanto aos principais fatores que afetam a análise numérica

Verificou-se que o modelo representativo do solo de *Mohr-Coulomb* e o *Hardening-Soil* apresentaram resultados semelhantes. Tal comportamento foi atribuído ao pequeno nível de deformações desenvolvido, não chegando a atingir o estado plástico, sendo assim indiferente à escolha entre os dois modelos selecionados.

O programa não foi capaz de incorporar corretamente os efeitos da água, tendo sido utilizado o artifício de representar este efeito por carregamentos aplicados na parede, calculados a partir do traçado da rede de fluxo.

A consideração da interface rugosa, com parâmetro de interface $R_{inter}=1$, foi capaz de reproduzir os deslocamentos horizontais, mas não os recalques. Embora os recalques

simulados tivessem uma melhor aproximação para a interface mais lisa, esta não reproduz a situação observada no campo para uma parede diafragma executada nos moldes convencionais.

A variação do valor de K_0 da camada de solo residual não revelou influência nos perfis de deslocamentos horizontais da parede e de recalques superficiais.

Já a variação do coeficiente de Poisson das camadas de argila silto arenosa e de solo residual apresentaram uma influência relevante no perfil de recalques quando comparada à consideração de coeficiente de Poisson de 0,3 para todo o perfil geotécnico.

• Quanto à análise numérica do caso de obra

A modelagem numérica conseguiu reproduzir com razoável aproximação o perfil de deslocamentos horizontais do solo para as quatro etapas analisadas.

Já a magnitude dos recalques mostrou diferenças sensíveis em relação aos valores medidos. A forma da bacia de recalques calculada se mostrou bastante similar à forma do perfil de recalques medidos, embora os recalques estimados numericamente se estendessem até uma distância significativa da parede.

Cabe ressaltar que alguns autores, como Alves (1982) e Potts e Fourie (1984), ao utilizarem análises feitas pelo MEF também se depararam com problemas na reprodução dos recalques, sinalizando que algumas dificuldades de modelagem do comportamento do solo, entre outros parâmetros utilizados, podem fazer com que o MEF não seja capaz de reproduzir de forma adequada o perfil de recalques gerados por uma escavação escorada.

• Quanto à comparação entre a instrumentação e aplicação dos métodos empíricos e numéricos

Os valores obtidos pela modelagem numérica foram superiores ao da instrumentação, mas se aproximaram, na maior parte das etapas, exceto a 1, com o perfil de recalque proposto por Hsieh e Ou (1998). Os perfis de recalque obtidos numericamente têm formato semelhante (tipo côncavo) ao da instrumentação.

Os volumes das bacias de recalques calculados numericamente foram bastante superiores aos da instrumentação. Já a relação δ_{vm}/δ_{hm} mostrou-se coerente, revelando na modelagem numérica, valores bastante próximos ao da instrumentação, com uma maior diferença apenas na etapa 1.

7.2. Sugestões para Trabalhos Futuros

A não conformidade da magnitude dos recalques gerados pelo programa Plaxis reforça a conclusão de alguns autores de que o Método de Elementos Finitos não é capaz de fazer uma boa previsão dos recalques gerados por uma escavação. Mas alguns aspectos envolvidos na modelagem merecem uma melhor investigação. Dentre estes aspectos cabe destacar o efeito da presença da água, gerando um fluxo estacionário, que o programa Plaxis, a princípio, não foi capaz de reproduzir; a influência do parâmetro de interface na geração do perfil de recalques gerado pela escavação; a influência da escolha dos modelos de representação do solo e a influência relevante do coeficiente de Poisson.

Um outro aspecto que cabe ser ressaltado diz respeito à melhor representação da sobrecarga como condição inicial de carregamento, anterior à escavação. As diferenças no perfil de recalque obtido pelo o Plaxis com o afastamento da face da parede devem ser melhor investigadas através de uma melhor representação da sobrecarga.

Sugere-se também a utilização de programas semelhantes ao Plaxis a fim de fazer um comparativo com os resultados encontrados.

Referências Bibliográficas

- 1 ALVES, M. C. M., **Estudo da Estabilidade de Valas Escoradas por Equilíbrio – Limite e Pelo Método dos Elementos Finitos**, Tese de Mestrado, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 1982.
- 2 BERNARDES, G. P., **Estudo Paramétrico de Escavações Escoradas em Solos Arenosos**. Tese de Mestrado, Puc, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1982.
- 3 BOSCARDIN, M. D., CORDING, E. J., **Building Response to Excavation-Induced Settlement**, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol.117, nº.1, p. 1-21, 1989.
- 4 BOWLES, J. E., **Foundation Analysis and Design** 2nd ed. McGraw-Hill Book Co., New York, 1988.
- 5 BRINKGREVE, R. B. J., **Finite Element code for Soil and Rock Analyses – PLAXIS – 2D user's manual**. Rotterdam, Netherlands, Balkema, 2002.
- 6 BURLAND, J. B., SIMPSON, B. e ST JOHN, H. D., **Movements Around Excavations in London Clay**, Proceedings of the 7th Eur. Conference on Soil Mechanics, Brighton, vol.1, p. 13-29, 1979.
- 7 CASPE, M. S., **Surface Settlement Adjacent to Braced Open Cuts**, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol.92, nºSM4, p.51-59, 1966.
- 8 CLOUGH, G. W., O'ROURKE, T. D., **Construction-Induced Movements of in situ Walls**, Proceedings, Design and Performance of Earth Retaining Structures, ASCE Special Conference, Ithaca, Nova York, pp. 439-470, 1990.
- 9 COSTA, C. A., **Estudos Numéricos de Estacas em Rochas Brandas**, Tese de Mestrado, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2005.

- 10 D'APPOLONIA, D. J. **Effects of Foundation Construction on Nearby Structures**, Proceedings of the Fourth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol.1, p.189-236, 1971.
- 11 DESAI, C. S., ABEL, J. F., **Introduction to Finite Element Method**, New York, Van Nostrand Reinhold Company, 1972.
- 12 DO VALE, R. A. M., **Modelagem Numérica de uma Escavação Profunda Escorada com Parede Diafragma**, Tese de Mestrado, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2002.
- 13 DUNCAN, J. M., CHANG, C. Y., **Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soil**, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol. 96, p. 1629-1653, 1970.
- 14 EHRLICH, M., **Um Método de Análise de Escavações Escoradas Sujeitas a Movimentação do Fundo**. Tese de Doutorado, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 1987.
- 15 GONÇALVES, A. J.M., **Estudo da Rotura de Fundo de uma Escavação Escorada**. Tese de Mestrado, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 1990.
- 16 HANSEN, L. H., **Prediction of Behavior of Braced Excavations in Anisotropic Clay**. Thesis presented to Stanford University, at Stanford, California, in 1980, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.
- 17 HINTON, E., OWEN, D. R. J. **An Introduction to Finite Elements Computation**, Swansea, U.K., Pineridge Press Limited, 1979.
- 18 HSIEH, P. G., OU, C. Y. **Shape of Ground Surface Settlement Profiles Caused by Excavation**, Canadian Geotechnical Journal, vol.35, p.1004-1017, 1998.
- 19 JUCÁ, J. F. T., **Influência de Escavações nos Recalques em Edificações Vizinhas**, Tese de Mestrado, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 1981.

- 20 JUCÁ, J. F. T., **Recalques de Edificações Próximas a Escavações Escoradas no Metrô do rio de Janeiro**, VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Olinda , Recife, 1982.
- 21 KAISER, P.K., HEWITT, K. J., **The Effect of Groundwater Flow on the Stability and design of retained Excavations**, Canadian Geotechnical Journal, vol.19, p.139-153, 1981.
- 22 LOPES, F. R., **Comunicação pessoal**, 2007.
- 23 LOPES, F. R., **Métodos Numéricos em Geotecnia. Notas de Apoio às Aulas**, COPPE/ UFRJ, 2003.
- 24 LOPES, F. R., **The Problem of Asymmetric Surcharges in Strutted Excavations**, Ground Engineering, vol.18, pp. 31-35, 1985.
- 25 LOPES, F. R., EUGENIO, V., **Estudo por Elementos Finitos do Rebaixamento do Lençol D'Água e seus Efeitos em Escavações**, Revista Solos e Rochas, vol.7, nº1, p.51-70, 1984.
- 26 MANA, A. I., **Finite Element Analyses of Deep Excavation Behavior in Soft Clay**, Thesis presented to Stanford University, at Stanford, California, in 1980, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.
- 27 MANA, A. I., CLOUGH, G. W., **Prediction of Movements for Braced Cuts in Clay**, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol.107, nº.GT6, p. 759-777, 1981.
- 28 MILLIGAN, G. E., **Soil Deformations Near Anchored Sheet-Pile Walls**, Géotechnique 33, nº.1, p-41-55, 1983.
- 29 MILITITSKY, J., consoli, N. C., SCHNAID, F., **Patologia das Fundações**, 1ª ed., Oficina de textos, 2005.

- 30 NICHOLSON, D. P. **The design and performance of the retaining wall at Newton Station**, Proceedings of Singapore Mass Rapid Transit Conference, Singapore, p.147-154, 1987.
- 31 OU, C.Y., HSIEH, P.G., CHIOU, D.C. **Characteristics of Groud Surface Settlement During Excavation**, Canadian Geotechnical Journal, vol.30, p. 758-767, 1993.
- 32 OU, C.Y., CHING, H.L., **Finite-element analysis of deep excavation in layered sandy an clayey soil deposits**, Canadian Geotechnical Journal, vol.31, p. 204-214, 1994.
- 33 OU, C. Y., LIAO, J. T., CHENG, W. L. **Building Response and Ground Movements Induced by a Deep Excavation**, Géotechnique, vol.50, n°.3, p. 209-220, 2000.
- 34 O'ROURKE, T. D., **Ground Movements Caused by Braced Excavations**, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol.107, n°.GT9, p. 1159-1178, 1981
- 35 PECK, R. B., **Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground**, Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, Vol.1, p. 225-281, 1969.
- 36 POTTS, D. M., FOURIE, A. B., **The Behaviour of a Propped Retaining Wall: Results of a Numerical Experiment**, Géotechnique, vol.34, n°.3, p. 383-404, 1984.
- 37 POTTS, D. M., FOURIE, A. B., **The Effect of Wall Stiffness on the Behavior of a Propped Retaining Wall**, Géotechnique 35, n°.3, p-347-352, 1985.
- 38 POTTS, D. M., ZDRAVKOVIC, I., **Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering**. Thomas Telford, London, 1999.
- 39 SARAMAGO, R. P., **Análise Numérica do Comportamento de Escavações Escoradas em Argilas Moles e Médias**, Tese de Mestrado, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 1994.

- 40 SCHNAID, F, REFFATTI, M. E., CONSOLI, N. C., MILITITSKY, J., **Análise Numérica de uma Escavação com Parede Diafragma Atirantada**, Teoria e Prática na Engenharia Civil, nº4, p.118-126, Abril, 2004.
- 41 SMITH, I. M., GRIFFITH, D. V., **Programming the Finite Element Method**, 2nd ed., Chisester, U.K., John Wiley & Sons, 1982.
- 42 SOARES, M. M., **Análise Preliminar de Medições em Uma Parede-Diafragma Instrumentada no Metrô/ Rio**, VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Rio de Janeiro, vol.2, pp.221-238, 1978.
- 43 SOARES, M. M, CARIM, P. R. V., **Algumas Considerações sobre a Precompressão de Estroncamento em Paredes Diafragma do Metrô/ Rio**, Sexto Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Rio de Janeiro, vol.2, pp.239-251, 1978.
- 44 TENG, C. W., **Foundation Design**, Prentice-Hall, Inc. Englewood Cliffs, New Jersey, 1962.
- 45 TERZAGHI, K., **Teoretical soil mechanics**. John Wiley and Sons, Inc., New York, 1943.
- 46 TSCHEBOTARIOFF, G., P., **Retaining Structures**. Chapter 5 from Foundation Engineering edited by G. Leonards, Mc Graw Hill, Tokyo, 1962.
- 47 VELLOSO, D. A., LOPES, F. R., **Paredes Moldadas no Solo**, Publicação de Estacas Franki Ltda., Rio de Janeiro, 1976.
- 48 WAHLS, E. H., **Tolerable Settlement of Buildings**, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol.107, nº.GT11, p. 1489-1504, 1981.
- 49 WANG, Z. W., Ng, C. W. W., Liu, G. B., **Characteristics of Wall Deflections and Ground Surface Settlements in Shanghai**, Canadian Geotechnical Journal, vol.42, p.1243-1254, 2005.

- 50 ZIENKIEWICZ, O. C, **El Método de los Elementos finites**, Espanha, Editorial Revert, S.A., 1982.

Anexo A - Modelo Hardening Soil - Modelagem das Curvas de Ensaio Triaxiais

Dados de entrada do modelo:

$$\begin{aligned} E_{50}^{\text{ref}} &= 15000 \text{ kN/m}^2 && \text{Determinado para uma tensão de referência de 100 kPa.} \\ c &= 11 \text{ kPa} \\ \phi &= 30^\circ \end{aligned}$$

Expressões do modelo:

$$E_{50} = E_{50}^{\text{ref}} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos \phi - \sigma'_3 \cdot \sin \phi}{c \cdot \cos \phi + p^{\text{ref}} \cdot \sin \phi} \right)^m \quad \text{Eq A.1}$$

$m=0,5$ (melhor ajuste)

$$\varepsilon = \frac{1}{2 \cdot E_{50}} \cdot \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \quad \text{Eq A.2}$$

Tabela A.1 – Determinação dos Parâmetros do Modelo

σ (kPa)	q_f (kPa)	E_{50} (kN/m ²)	q_a (kPa)	R_f
25	88,101764	9870,7726	55	0,62
100	281,66173	16226,798	220	0,78
200	299,19904	22010,863	320	1,07
600	619,03668	37002,088	830	1,34
800	819,03133	42561,634	1130	1,38
				1,04

Tabela A.2 - Dados experimentais:

ε (%)	Tensão confinante (kPa)				
	EXPERIMENTAL				
	25	100	200	600	800
0	0	0	0	0	0
0,5	40	75	75	150	125
1	50	100	110	260	410
2	50	130	150	540	590
3	50	150	180	600	720
4	50	160	200	640	820
5	50	170	210	665	860
6	50	180	230	695	900
7	50	185	235	715	925
8	50	190	245	730	955
9	50	195	255	750	985
10	50	197	260	760	1000
12	50	200	275	780	1040
14	50	205	285	795	1060
16	50	206	295	805	1080
18	50	210	300	820	1100
20	50	210	310	820	1120

Tabela A.3 - Determinação de ε a partir da Eq A.2 do modelo HS:

Tensão confinante (kPa)					Deformação Axial (%)				
EXPERIMENTAL					NUMÉRICO				
25	100	200	600	800	ε 25	ε 100	ε 200	ε 600	ε 800
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
40	75	75	150	125	0,7429341	0,3506333	0,2225246	0,2474026	0,1651103
50	100	110	260	410	2,7860028	0,5649091	0,3807644	0,511588	0,7559299
50	130	150	540	590	2,7860028	0,9791759	0,6413945	2,088419	1,4504021
50	150	180	600	720	2,7860028	1,4526235	0,9346035	2,9258044	2,331196
50	160	200	640	820	2,7860028	1,8077093	1,211523	3,7778807	3,5114162
50	170	210	665	860	2,7860028	2,3048293	1,3877445	4,52022	4,2282907
50	180	230	695	900	2,7860028	3,0505094	1,8576686	5,7739485	5,1945129
50	185	235	715	925	2,7860028	3,583138	2,0097029	6,9731671	5,9898787
50	190	245	730	955	2,7860028	4,2933095	2,3745851	8,1873759	7,2442842
50	195	255	750	985	2,7860028	5,2875496	2,8517388	10,514609	9,017754
50	197	260	760	1000	2,7860028	5,8062836	3,1499598	12,176919	10,211436
50	200	275	780	1040	2,7860028	6,7789097	4,442251	17,49631	15,339845
50	205	285	795	1060	2,7860028	9,26451	5,9191553	25,475397	20,10194
50	206	295	805	1080	2,7860028	9,9746815	8,5775829	36,114179	28,673711
50	210	300	820	1100	2,7860028	14,23571	10,903707	91,967784	48,67451
50	210	310	820	1120	2,7860028	14,23571	22,534328	91,967784	148,6785

Reprodução das curvas experimentais:

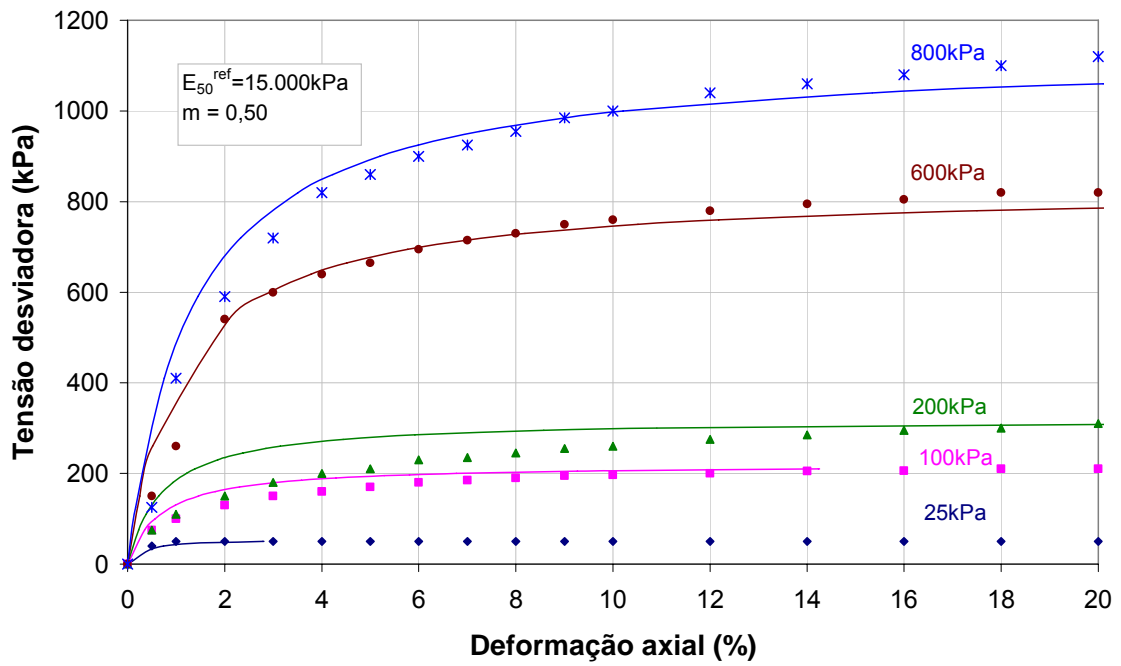


Figura A.1- Reprodução das curvas $\sigma_{desv} \times \varepsilon_a$ de ensaios triaxiais pelo modelo *Hardening-Soil*.

Anexo B - Traçado da Rede de Fluxo e Determinação do Carregamento Simplificado

Solo 1 – Areia argilosa

Solo 2 – Argila silto-arenosa

$$k_1 \gg \gg k_2$$

Kaiser e Hewitt (1981), em seu trabalho clássico sobre o efeito do fluxo da água no solo na estabilidade de escavações, ilustram graficamente várias situações, entre as quais a situação do caso analisado ($k_1 \gg \gg k_2$).

Os autores sugerem que a camada superficial de alta permeabilidade funciona como um reservatório. Neste caso, o fluxo estacionário ocorre, de fato, na camada de baixa permeabilidade.

A Figura B.1 apresenta a rede de fluxo estacionário traçada manualmente de acordo com as observações apresentadas.

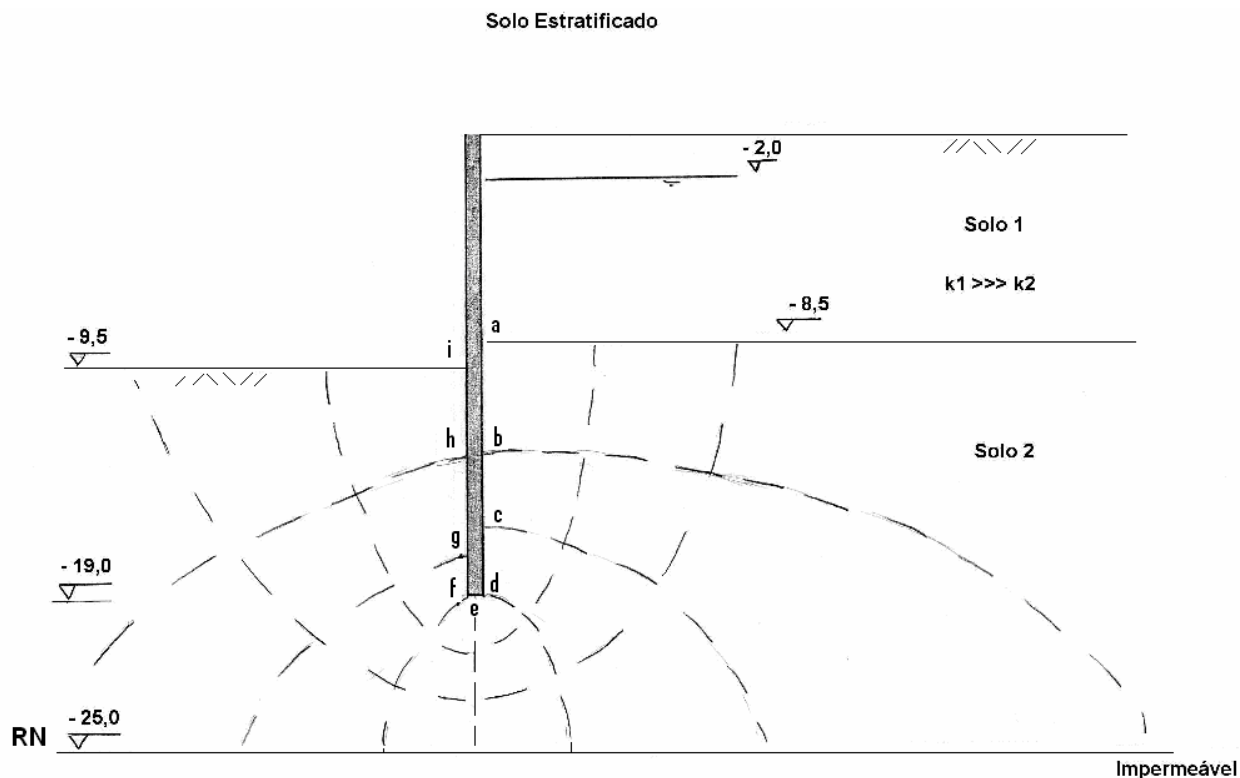


Figura B. 1 – Traçado da rede de fluxo

Da rede traçada, obtém-se:

N_F (número de canais de fluxo) = 3

N_D (número de perdas de potencial) = 8

Perda de carga para cada equipotencial: $7,5/8 = 0,9375$

Tabela B. 1 – Valores de H_{alt} , H_{total} , H_{piez} e u para os pontos da rede de fluxo

Ponto	H_{alt} (m)	H_{total} (m)	H_{piez} (m)	u (kN/m ²)
a	16,5	23,0	6,5	65
b	12,0	22,1	10,1	101
c	9,0	21,1	12,1	121
d	6,1	20,2	14,1	141
e	6,0	19,3	13,3	133
f	6,1	18,3	12,2	122
g	8,0	17,4	9,4	94
h	12,0	16,4	4,4	44
i	15,5	15,5	0	0

A figura a seguir apresenta o traçado do diagrama simplificado.

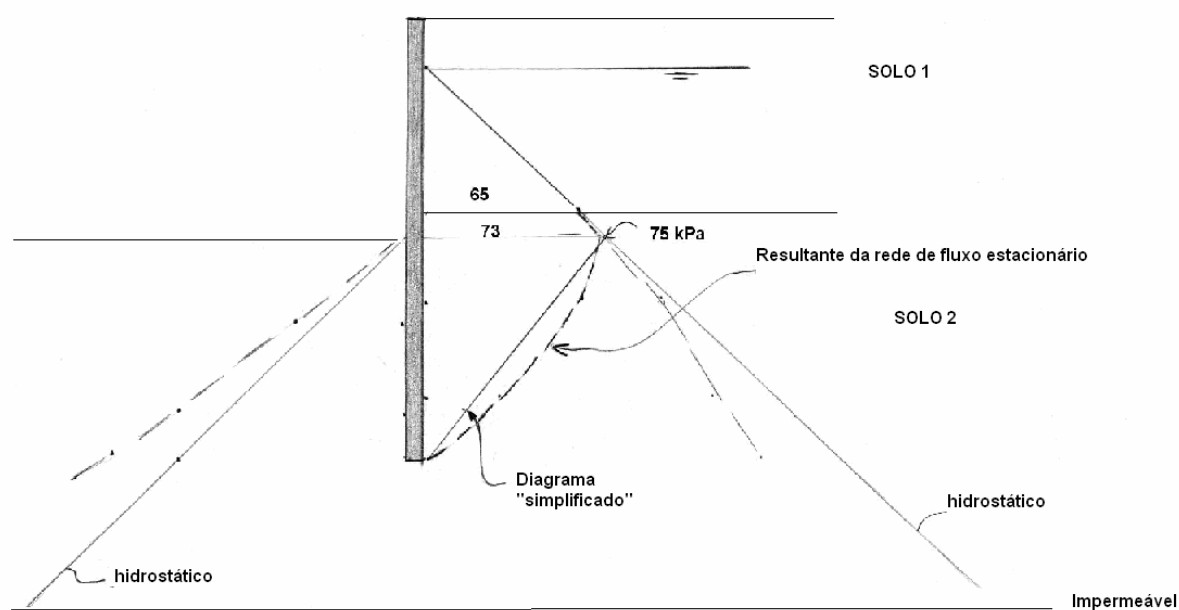


Figura B. 2- Traçado do diagrama simplificado