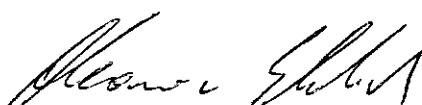


**ANÁLISE NUMÉRICA DA INFLUÊNCIA DA COMPACTAÇÃO EM
ATERROS SOBRE FUNDAÇÃO DE BAIXA CAPACIDADE DE SUPORTE**

Edwin Alvaro Zuleta Iturri

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:

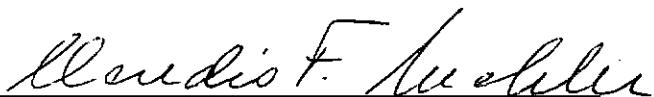


Prof. Maurício Ehrlich, D.Sc.

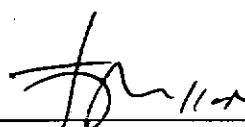
(Presidente)



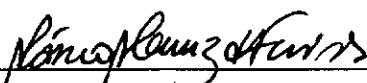
Prof. Marcio de Souza Soares de Almeida, Ph.D.



Prof. Cláudio Fernando Mahler, D.Sc.



Prof. Faiçal Massad, D.Sc.



Prof. Marcio Muniz de Farias, Ph.D.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

DEZEMBRO DE 1996

ITURRI, EDWIN ALVARO ZULETA

Análise numérica da influência da compactação em aterros sobre fundação de baixa capacidade de suporte [Rio de Janeiro] 1996. xxiv, 212 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, D.Sc., Engenharia Civil, 1996).

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro,
COPPE.

I. Compactação

I. COPPE/UFRJ

II. Título (série)

À minha mãe
(in memoriam)

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Maurício Ehrlich, pela eficiente orientação, ampla cooperação e sincera amizade, que, nos momentos mais dificeis, deram-me apoio e esperança. Deus queira que a vida lhe retorne em dobro, ou muito mais, toda esta dedicação.

Ao Prof. Marcio de Souza Soares de Almeida, pela acertada coorientação e cooperação. Obrigado mesmo.

Ao Prof. Cláudio Fernando Mahler, pela cooperação e espírito de jovialidade, que compartilhou com o autor da presente tese em várias jornadas de trabalho.

Ao Prof. Faiçal Massad e Prof. Marcio Muniz de Farias, pela aceitação de fazer parte da banca examinadora.

Aos Professores de Mecânica dos Solos da COPPE/UFRJ, pela amizade e ensinamentos transferidos, especialmente a Willy Alvarenga Lacerda, Dirceu de Alencar Velloso, Francisco de Rezende Lopes, Sandro Sandroni, Paulo Santa Maria, Fernando Artur Brasil Danziger e Ian Martins.

Ao Prof. Mauro Lúcio Guedes Werneck e Prof. Laura Goretti, pela bibliografia emprestada.

Ao Eng. José Luis Guzman, pela bibliografia, cooperação e estabelecimento de contato com FURNAS.

À Eng. Maria de Fátima Costa de Vasconcelos, que, mesmo na distância, nunca deixou de me dar apoio e cooperação.

Ao Prof. Arul Britto, pela informação cedida em relação ao programa CRISP.

Aos meus primos José e Ana Maria, minha querida família no Brasil, que nunca deixaram de dar-me carinho, compreensão e apoio.

À Elizabeth e Carina, pelos momentos de carinho e dedicação.

Aos meus amigos e colegas Viviane, Digna, Bethy, Valdir, "Paolo" Brugger, Luiz Francisco, Jorge Spada, Chagas, Francisco, Olavo, Marquinhos, Robson e Aureo.

A todos meus colegas e amigos da COPPE/UFRJ

A todos os funcionários do laboratório de Geotecnia, pela amizade, em especial ao Eduardo, Sergio Iório, Helcio e Ana Maria.

Ao funcionário Paulo de Oliveira (in memoriam), pela jovial amizade e desinteresado apoio. Deus o tenha ao seu lado.

Ao Célio Noia Miranda, Salvador Lopes Assad, Thelmo Luis Fernandes de Araujo e Jonny Kwong pela amizade e cooperação emprestada no uso dos computadores do programa de Engenharia Civil, COPPE/UFRJ.

Ao pessoal da Secretaria do Programa de Engenharia Civil e da Biblioteca Central do CT, em especial a Rosangela, Bethy, Rita, Ana, Jane e Edima.

À Lúcia Maria Muniz da Silva, pela revisão do texto.

Ao CNPq, pela ajuda financeira e oportunidade que me deram de continuar minha formação profissional.

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Doutor em Ciências (D.Sc.).

ANÁLISE NUMÉRICA DA INFLUÊNCIA DA COMPACTAÇÃO EM ATERROS SOBRE FUNDAÇÃO DE BAIXA CAPACIDADE DE SUPORTE

Edwin Alvaro Zuleta Iturri
DEZEMBRO, 1996

Orientador: Prof. Maurício Ehrlich

Co-orientador: Prof. Marcio de Souza Soares de Almeida

Programa: Engenharia Civil

A compactação pode induzir tensões horizontais acima das correspondentes à condição meramente geostática. Para se analisar a influência destas tensões, em aterros compactados, implementou-se o modelo histerético de SEED e DUNCAN (1986) no programa CRISP92.

A solicitação cíclica correspondente às diferentes passadas do rolo compactador foi modelada em um único incremento, através do conceito de "profundidade de amolecimento" ou se considerando o número de passadas do rolo compactador.

A modelagem da compactação de camadas de pequena espessura foi efetuada utilizando-se malhas discretizadas em camadas mais espessas. Análises paramétricas variando a espessura das camadas do muro TRRL mostram a adequação desta implementação em se modelar o procedimento construtivo real.

Propôs-se um procedimento para o cálculo das tensões máximas induzidas pela compactação, com base no sugerido por EHRLICH e MITCHELL (1994). Esta modelagem para análise, via tensões totais, de aterros de solos finos assinala que as tensões máximas induzidas pela compactação independem do tipo de equipamento de compactação, sendo função exclusiva do tipo de solo.

Reanalisou-se o aterro experimental de Empingham, considerando-se ou não, na modelagem, a compactação, com o objetivo de se destacar sua influência. Estes resultados foram cotejados com análises numéricas anteriormente efetuadas e resultados de instrumentação.

Estudos paramétricos, com base nos aterros de Empingham e Sarapuí, foram também efetuados procurando avaliar-se a importância relativa de diferentes parâmetros (parâmetros de deformação da fundação e anisotropia dos parâmetros de deformação do corpo do aterro), da energia de compactação e do reforço na base de aterros sobre solos de baixa capacidade de suporte.

Estes estudos evidenciaram a importância de se levar em consideração a influência das tensões horizontais induzidas pela compactação na previsão do comportamento tensão-deformação e estabilidade de aterros compactados.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Science (D.Sc.).

NUMERICAL ANALYSIS OF THE INFLUENCE OF COMPACTION ON TRIAL EMBANKMENTS ON WEAK FOUNDATION

Edwin Alvaro Zuleta Iturri

DECEMBER, 1996

Thesis supervisors: Prof. Mauricio Ehrlich

Prof. Marcio de Souza Soares de Almeida

Department: Civil Engineering

Soil compaction in the field may induce horizontal stresses higher than geostatic values. To analyse these induced stresses, the hysteretic compaction model developed by SEED and DUNCAN (1986) has been implemented in the FE program CRISP92.

Cyclic stresses are considered either in one single increment, by defining a depth of softening, or alternatively, in a number of increments, by taking into account the number of passes of the compaction roller.

The modelling of compaction of standard thin layers is performed rigorously without the need to refine the FE mesh, following the procedure implemented to allow the treatment of standard meshes. Analyses of instrumented TRRL wall confirmed the importance of this procedure.

A total stress analysis model for determination of the maximum horizontal stress induced by compaction in embankments constructed with fine graded soil is presented, based on the EHRLICH and MITCHELL (1994) procedure. According to this new proposal, the horizontal induced stress is determined by the soil undrained strength and its value is independent of the compaction equipment.

The trial embankment of Empingham Dam has been analysed with and without compaction. These results were compared with previous numerical analysis and in situ observations.

Numerical parametric analyses based on trial embankments at Empingham and at Sarapui were also carried out.

Comparison between numerical predictions and observations has confirmed the important influence of compaction on the stress-strain behaviour and stability of these earth structures.

ÍNDICE

| | página |
|---|---------------|
| LISTA DE FIGURAS | xiii |
| LISTA DE TABELAS | xxi |
| NOTAÇÃO E SIMBOLOGIA | xxii |
| CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO | 1 |
| I.1 - Considerações preliminares | 1 |
| I.2 - Objetivo e tópicos da tese | 1 |
| CAPÍTULO II - INFLUÊNCIA DA COMPACTAÇÃO E MODELAGEM DOS SEUS EFEITOS | 4 |
| II.1 - Introdução | 4 |
| II.2 - Influência da compactação: revisão da literatura | 4 |
| II.3 - Modelagem das tensões horizontais devidas à compactação | 10 |
| II.3.1 - Método de Rowe (1954) | 10 |
| II.3.2 - Método de Broms (1971) | 11 |
| II.3.3 - Método de Ingold (1979) | 12 |
| II.4 - Modelo de Duncan e Seed (1986). Tensões induzidas no solo pela compactação sob condições K_0 | 15 |
| II.4.1 - Análise das tensões induzidas pela compactação | 19 |
| II.4.2 - Determinação de $\Delta\sigma'_{h,vc,p}$ | 20 |
| II.4.3 - Análise incremental | 22 |
| II.4.4 - Procedimento simplificado para cálculo manual | 23 |
| II.4.5 - Cálculo manual de Peck e Mesri (1987) | 24 |
| II.4.6 - Procedimento gráfico de Duncan e outros (1991) | 26 |
| II.5 - Generalização do modelo de Duncan e Seed (1986) | 29 |
| II.5.1 - Modelo geral hiperbólico para tensão-deformação e módulo volumétrico | 29 |
| II.5.2 - Modelo geral histerético de carregamento-descarregamento | 33 |
| II.5.2.1 - Implementação das tensões induzidas pela compactação na análise incremental | 36 |
| II.5.2.2 - Controle das tensões horizontais induzidas pela compactação durante os incrementos | 37 |

| | |
|--|-----------|
| II.5.2.3 - Determinação dos parâmetros do modelo geral histerético | 38 |
| II.5.2.4 - Modelagem de um ciclo múltiplo de compactação com um único incremento | 40 |
| II.6 - Um procedimento para a determinação de $\sigma'_{x,vc,p}$ no interior da massa do aterro compactado | 42 |
| II.6.1- Uma extensão da proposta de Ehrlich e Mitchell (1994) para condições não-drenadas | 43 |
| II.6.2 - Profundidade plastificada z_p | 44 |
| II.6.2.1 - Condição drenada | 44 |
| II.6.2.2 - Condição não-drenada | 46 |
| II.7 - Alguns comentários a respeito da influência e modelagem da compactação | 47 |
| CAPÍTULO III - FERRAMENTAL NUMÉRICO PARA A ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA COMPACTAÇÃO 50 | |
| III.1 - Introdução | 50 |
| III.2 - O programa CRISP92 | 50 |
| III.3 - O programa SSCOMP94 | 52 |
| III.3.1 - Tipos de elementos utilizados no SSCOMP94 | 52 |
| III.3.2 - Modelagem da compactação do solo | 53 |
| III.4 - Verificação do programa SSCOMP94 | 54 |
| III.4.1 - Muro do TRRL, Crowthorne, England | 54 |
| III.4.2 - Reanálise do estudo efetuado por SEED e DUNCAN (1986) | 55 |
| III.5 - O SSCOMP94 com pré e pós processadores | 58 |
| III.6 - O programa SSCOMP94 com análise incremental nas etapas | 58 |
| III.6.1 - Modificação do programa SSCOMP94 | 59 |
| III.6.2 - Verificação da implementação da análise incremental nas etapas | 60 |
| III.6.2.1 - Muro de concreto | 61 |
| III.6.2.2 - Muro metálico | 64 |
| III.7 - Implementação da modelagem da compactação no CRISP92 | 67 |
| III.7.1 - Introdução | 67 |
| III.7.2 - Implementação da formulação hiperbólica | 67 |
| III.7.3 - Implementação do modelo de SEED e DUNCAN (1986) no CRISP92 | 68 |
| III.7.3.1 - Leitura de dados de entrada | 69 |

| | |
|---|----|
| III.7.3.2 - Controle das condições iniciais da simulação da compactação em cada incremento | 69 |
| III.7.3.3 - Modificação das tensões laterais em acordo com o modelo bilinear de SEED e DUNCAN (1986) | 70 |
| III.7.3.4 - Modelagem alternativa no CRISP92-SC das múltiplas passadas do rolo compactador | 70 |
| III.7.3.5 - Implementação das subrotinas, relativas à modelagem da compactação, no CRISP92-SC | 70 |
| III.7.4 - Verificação da implementação da simulação da compactação no CRISP92-SC | 71 |
| III.8 - A formulação hiperbólica combinada com o modelo de Drucker e Prager (1952, 1953) | 73 |
| III.9 - Implementações complementares no CRISP92-SC | 76 |
| III.9.1 - Lançamento das camadas | 77 |
| III.9.2 - Cálculo alternativo das tensões in situ | 77 |
| III.9.3 - Zeragem dos deslocamentos do topo da camada lançada | 77 |
| III.9.4 - Tensões induzidas pela compactação no cálculo das tensões in situ | 78 |
| III.9.5 - Implementação da formulação hiperbólica com variação linear da coesão c e do módulo de elasticidade inicial E_i | 78 |
| III.9 - Sumário e conclusões | 80 |

CAPÍTULO IV - REANÁLISE DO ATERRO EXPERIMENTAL DA BARRAGEM DE EMPINGHAM DESCONSIDERANDO-SE A COMPACTAÇÃO

| | |
|---|-----|
| IV.1 - Introdução | 81 |
| IV.2 - O Projeto Empingham | 81 |
| IV.2.1 - Geologia local da barragem de Empingham | 83 |
| IV.2.2 - Propriedades geomecânicas do solo de fundação e do aterro | 85 |
| IV.2.3 - O aterro experimental da barragem de Empingham | 89 |
| IV.3 - Análise numérica do aterro experimental desconsiderando-se a compactação | 91 |
| IV.3.1 - Discretização do aterro experimental | 91 |
| IV.3.2 - Modelagem do comportamento tensão-deformação do solo | 92 |
| IV.3.3 - Modelagem do aterro | 101 |

| | |
|--|-----|
| IV.3.4 - Erro padrão da estimativa | 112 |
| IV.4 - Observações e conclusões | 113 |
| CAPÍTULO V - ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA COMPACTAÇÃO NO ATERRO EXPERIMENTAL DA BARRAGEM DE EMPINGHAM | |
| V.1 - Introdução | 114 |
| V.2 - Condicionantes e hipóteses adotadas | 114 |
| V.3 - Análises preliminares | 116 |
| V.4 - Análise utilizando os parâmetros de resistência de Sodha (1974) | 119 |
| V.5 - Análises utilizando a formulação hiperbólica combinada e combinada modificada | 120 |
| V.6 - Deslocamentos globais | 121 |
| V.7 - Zonas de plastificação | 123 |
| V.8 - Previsão de deslocamentos horizontais em diversos pontos do da malha de elementos finitos | 124 |
| V.9 - Erro padrão da estimativa | 128 |
| V.10 - Análise das deformações medidas e calculadas | 128 |
| V.11 - Comentários e conclusões | 130 |
| CAPÍTULO VI - ESTUDO PARAMÉTRICO DO COMPORTAMEN- TO DE ATERROS INCLUINDO-SE OS EFEITOS DA COMPACTAÇÃO | |
| VI.1 - Introdução | 131 |
| VI.2 - Aterro experimental da barragem de Empingham | 131 |
| VI.2.1 - Condicionantes e hipóteses adotadas | 131 |
| VI.2.2 - Análises paramétricas | 132 |
| VI.3 - Aterro experimental de Sarapuí | 142 |
| VI.3.1 - Condicionantes e hipóteses adotadas | 144 |
| VI.3.2 - Análises paramétricas | 148 |
| VI.4 - Comentários e conclusões | 161 |
| CAPÍTULO VII - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS | |
| VII.1 - Conclusões | 162 |
| VII.2 - Sugestões para futuras pesquisas | 163 |

| | |
|---------------------------|-----|
| BIBLIOGRAFIA | 164 |
| ANEXO A | 169 |
| ANEXO B | 172 |
| ANEXO C | 204 |
| ANEXO D | 208 |
| ANEXO E | 210 |
| ANEXO F | 211 |
| ANEXO G | 212 |

LISTA DE FIGURAS

| | página |
|--|---------------|
| Fig. II.1 - Distribuição granulométrica de areia de duna (apud D'Appolonia e outros, 1969) | 5 |
| Fig. II.2 - Curvas densidade vs. profundidade (apud D'Appolonia e outros, 1969) | 5 |
| Fig. II.3 - Curvas densidade relativa vs. profundidade para várias camadas (apud D'Appolonia e outros, 1969) | 6 |
| Fig. II.4 - Espessura da camada vs. número de passadas do rolo (apud D'Appolonia e outros, 1969) | 6 |
| Fig. II.5 - Tensão máxima vertical vs. número de passadas do rolo vibratório (apud D'Appolonia e outros, 1969) | 7 |
| Fig. II.6 - Variação do coeficiente K_0 como função do número de passadas do rolo vibratório (apud D'Appolonia e outros, 1969) | 7 |
| Fig. II.7 - Distribuição das tensões em profundidade devido à compactação (apud Mello, 1982) | 9 |
| Fig. II.8 - Modelo proposto por Broms (apud Seed e Duncan, 1986) | 11 |
| Fig. II.9 - Trajetória idealizada de tensões (apud Ingold, 1979) | 12 |
| Fig. II.10 - Comparações das tensões verticais medidas e previstas (apud Ingold, 1979) | 13 |
| Fig. II.11 - Distribuição da tensão horizontal (apud Ingold, 1979) | 14 |
| Fig. II.12 - Distribuição da tensão horizontal para $h > h_C$ (apud Ingold, 1979) | 15 |
| Fig. II.13 - Relação entre $\operatorname{sen}(\phi')$ e α (apud Duncan e Seed, 1986) | 16 |
| Fig. II.14 - Componentes básicos do modelo histerético sob condições K_0 (apud Duncan e Seed, 1986) | 17 |
| Fig. II.15 - Modelo histerético sob condições K_0 : a) caminhos típicos de tensões; b) descarregamento tipo α^* (apud Duncan e Seed, 1986) | 18 |
| Fig. II.16 - Modelo histerético vs. dados de ensaios K_0 : a) areia de Monterey; b) argila Haney (apud Duncan e Seed, 1986) | 19 |
| Fig. II.17 - $\Delta\sigma_v$ e $\Delta\sigma_h$ devidas a uma carga pontual (apud Duncan e Seed, 1986) | 20 |
| Fig. II.18 - Curvas típicas $\Delta\sigma'_h, v_c, p$ vs. profundidade contra um muro vertical: a) sem base rígida; b) com base rígida a 6 pé (apud Duncan e Seed, 1986) | 21 |

| | |
|--|----|
| Fig. II.19 - Resultados do problema-exemplo: (a) tensão lateral de pico no último incremento de compactação e tensão residual horizontal final ao término da obra; (b) tensão residual final calculada utilizando a solução incremental versus a solução manual (apud Duncan e Seed, 1986) | 23 |
| Fig. II.20 - Cálculo manual de σ'_h (apud Peck e Mesri, 1987) | 24 |
| Fig. II.21 - Curvas $\Delta\sigma_h$ vs. profundidade utilizando a equação (II.31) (apud Peck e Mesri, 1987) | 26 |
| Fig. II.22 - Comparaçao de tensões induzidas pela compactação calculadas utilizando métodos simplificados e a análise histerética (apud Duncan e outros, 1991) | 28 |
| Fig. II.23 - Representação hiperbólica do comportamento tensão-deformação: (a) carregamento primário; (b) descarregamento-recarregamento (apud Seed e Duncan, 1984) | 30 |
| Fig. II.24 - Modelo elástico descarregamento-recarregamento (apud Seed e Duncan, 1984) | 32 |
| Fig. II.25 - Componentes básicos do modelo geral histerético (apud Seed e Duncan, 1986) | 33 |
| Fig. II.26 - Modelagem histerética do carregamento-descarregamento para uma mesma tensão inicial vertical equivalente: (a) ciclo com incremento positivo da tensão residual horizontal; (b) ciclo com incremento negativo da tensão residual horizontal (apud Seed e Duncan, 1986) | 34 |
| Fig. II.27 - Aproximação bilinear do descarregamento (apud Seed e Duncan, 1986) | 40 |
| Fig. II.28 - Tensões no contato solo-rolo (apud Ehrlich e Mitchell, 1994) | 42 |
| Fig. II.29 - Tensão horizontal máxima induzida pela compactação. Profundidade plastificada. Condição drenada | 45 |
| Fig. II.30 - Tensão horizontal máxima induzida pela compactação. Profundidade plastificada. Condição não-drenada | 46 |
| Fig. II.31 - Revisão do modelo histerético: (a) correção do ciclo histerético; (b) reanálise do caso mostrado na fig. II.22 (apud Duncan e outros, 1993) | 49 |
| Fig. III.1 - Elemento interface (apud Seed e Duncan, 1984) | 53 |
| Fig. III.2 - Muro de arrimo experimental TRRL: a) geometria; b) malha de elementos finitos (apud Seed e Duncan, 1986) | 54 |

| | |
|---|----|
| Fig. III.3 - Curvas $\Delta\sigma'_{x,vc,p}$ vs. profundidade: a) contra o muro; | |
| b) a $x = 0,15$ m; e c) no campo livre (apud Seed e Duncan, 1986) | 56 |
| Fig. III.4 - Tensões laterais induzidas pela compactação no muro TRRL. | |
| Seção de concreto | 56 |
| Fig. III.5 - Deslocamentos e tensões laterais induzidas pela compactação no | |
| muro TRRL. Seção metálica | 57 |
| Fig. III.6 - Tensão horizontal de pico $\sigma'_{x,vc,p}$ vs. profundidade e forças | |
| induzidas. Análise incremental na camada de solo | 59 |
| Fig. III.7 - Estrutura hierárquica do programa SSCOMP94 | 60 |
| Fig. III.8 - Diferentes divisões horizontais do aterro do muro TRRL | 61 |
| Fig. III.9 - Muro TRRL. Seção de concreto. Cinco camadas uniformes: | |
| (a) sem compactação; (b) compactado | 62 |
| Fig. III.10 - Muro TRRL. Seção de concreto. Seis camadas não uniformes: | |
| (a) sem compactação; (b) compactado | 63 |
| Fig. III.11 - Muro TRRL. Seção de concreto. Seis camadas não uniformes. | |
| Influência do ponto anguloso nas tensões laterais | 63 |
| Fig. III.12.1 - Muro TRRL. Seção metálica. Seis camadas não uniformes. | |
| Previsão sem compactação | 64 |
| Fig. III.12.2 - Muro TRRL. Seção metálica. Seis camadas não uniformes. | |
| Previsão com compactação | 65 |
| Fig. III.13.1 - Muro TRRL. Seção metálica. Seis camadas uniformes. Previsão | |
| sem compactação | 66 |
| Fig. III.13.2 - Muro TRRL. Seção metálica. Seis camadas uniformes. Previsão | |
| com compactação | 66 |
| Fig. III.14 - Estrutura hierárquica da implementação no programa CRISP92. | |
| (As subrotinas sublinhadas não foram implementadas) | 71 |
| Fig. III.15 - Muro TRRL. Seção de concreto. Previsto com o CRISP92-SC | |
| (1 inc./cam.): (a) sem compactação; (b) compactado | 72 |
| Fig. III.16 - Muro TRRL. Seção de concreto. Previsto com o CRISP92-SC: | |
| (a) sem compactação; (b) compactado | 73 |
| Fig. IV.1 - Sistema Empingham (apud Werneck, 1975a) | 82 |
| Fig. IV.2 - Seção típica da barragem de Empingham (apud Werneck, 1975a) | 82 |
| Fig. IV.3 - Localização do Aterro teste (apud Werneck, 1975a) | 83 |
| Fig. IV.4 - Perfil geológico (apud Werneck, 1975a) | 84 |
| Fig. IV.5.1 - Representação hiperbólica normalizada e transformada das | |
| curvas tensão-deformação | 87 |

| | |
|--|-----|
| Fig. IV.5.2 - Representação hiperbólica normalizada e transformada das curvas tensão-deformação (continuação)..... | 87 |
| Fig. IV.5.3 - Representação hiperbólica normalizada e transformada das curvas tensão-deformação (continuação)..... | 88 |
| Fig. IV.6 - Aterro experimental. Seção 487 (apud Werneck, 1974) | 89 |
| Fig. IV.7 - Velocidade de construção do aterro experimental da barragem de Empingham, seção 487 (apud Werneck, 1974) | 90 |
| Fig. IV.8 - Malha de elementos finitos do aterro experimental (apud Hamza, 1976) | 91 |
| Fig. IV.9 - Propriedades de resistência e deformação do solo de fundação (apud Hamza, 1976): a) variação linear; b) ajuste hiperbólico | 93 |
| Fig. IV.10 - Propriedades de resistência e deformação do solo do aterro (apud Hamza, 1976): a) variação linear; b) ajuste hiperbólico | 94 |
| Fig. IV.11 - Representação transformada das curvas hiperbólicas tensão-deformação: (a) solo de fundação; (b) solo do aterro | 94 |
| Fig. IV.12 - Histograma da resistência ao cisalhamento não-drenada c_u (z = profundidade) | 95 |
| Fig. IV.13 - Histograma do módulo de elasticidade inicial tangente E_i (z = profundidade) | 96 |
| Fig. IV.14 - Histograma da relação de ruptura R_f (z = profundidade) | 96 |
| Fig. IV.15 - Medições vs. previsões (M.E.F.): (a) ponto HX3; (b) ponto I3 | 101 |
| Fig. IV.16 - Caminhos de tensões totais nos pontos: (a) HX3' e I3'; (b) H3A' e H3B' | 102 |
| Fig. IV.17 - Malha modificada de elementos finitos do aterro experimental | 103 |
| Fig. IV.18 - Medições vs. previsões (M.E.F.) com a malha modificada: (a) ponto HX3; (b) ponto I3 | 103 |
| Fig. IV.19 - Caminhos de tensões totais e curvas q vs. $\% \varepsilon_s$ previstos com a malha modificada: (a) ponto HX3'; (b) ponto I3' | 104 |
| Fig. IV.20 - Medições vs. previsões (M.E.F.) elasto-plásticas: (a) ponto HX3; (b) ponto I3 | 105 |
| Fig. IV.21 - Caminhos de tensões totais e curvas q vs. $\% \varepsilon_s$. Previsão elasto-plástica: (a) ponto HX3'; (b) ponto I3' | 106 |
| Fig. IV.22 - Deslocamentos globais: (a) previsão com a formulação hiperbólica; (b) previsão com a formulação hiperbólica combinada modificada | 107 |
| Fig. IV.23 - Zonas de plastificação na condição final de construção. (a) Hiperbólico combinado; (b) Hiperbólico combinado modificado | 108 |

| | |
|--|-----|
| Fig. IV.24 - Desenvolvimento das zonas de plastificação. Hiperbólico combinado modificado: (a) camada 3; (b) camada 4 e (c) camada 5 | 109 |
| Fig. IV.25 - Curvas de igual nível de tensão SL | 109 |
| Fig. IV.26 - Medições vs. previsões (M.E.F.): (a) ponto H3A; (b) ponto H3B | 111 |
| Fig. IV.27 - Medições vs. previsões (M.E.F.): (a) ponto H3Y; (b) ponto H3G | 111 |
| Fig. V.1 - Tensão horizontal de pico induzida pela compactação | 115 |
| Fig. V.2 - Medições vs. previsões (M.E.F.): (a) ponto HX3; (b) ponto I3. Análise desconsiderando a espessura real da camada compactada | 117 |
| Fig. V.3 - Medições vs. previsões (M.E.F.): (a) ponto HX3; (b) ponto I3. Análise considerando a espessura real da camada compactada | 117 |
| Fig. V.4 - Malha não deformada e deformada: (a) sem compactação; (b) compactado; e (c) considerando a espessura real da camada compactada | 118 |
| Fig. V.5 - Caminhos de tensões totais e curvas q vs. $\% \varepsilon_s$. Análise considerando a espessura real da camada compactada: (a) ponto HX3 ¹ ; (b) ponto I3 ¹ | 119 |
| Fig. V.6 - Medições vs. previsões (M.E.F.): (a) ponto HX3; (b) ponto I3. Parâmetros de Sodha (1974) | 120 |
| Fig. V.7 - Medições vs. previsões (M.E.F.): (a) ponto HX3; (b) ponto I3. Hiperbólico combinado e combinado modificado | 121 |
| Fig. V.8 - Deslocamentos globais: (a) Hiperbólico; (b) Hiperbólico combinado modificado | 122 |
| Fig. V.9 - Zonas de plastificação na condição final de construção: (a) Hiperbólico combinado; (b) Hiperbólico combinado modificado | 123 |
| Fig. V.10 - Nível de tensões SL ao final da construção. Hiperbólico combinado modificado | 124 |
| Fig. V.11 - Medições vs. previsões (M.E.F.). (a) Ponto H3A; (b) ponto H3B; (c) ponto H3Y e (d) ponto H3G | 125 |
| Fig. V.12 - Medições vs. previsões (M.E.F.). (a) Ponto H3A; (b) ponto H3B; (c) ponto H3Y e (d) ponto H3G (Modelo hiperbólico combinado) | 126 |
| Fig. V.13 - Medições vs. previsões (M.E.F.). (a) Ponto H3A; (b) ponto H3B; (c) ponto H3Y e (d) ponto H3G. Modelo hiperbólico combinado modificado | 127 |
| Fig. V.14 - Isodeformações específicas cisalhantes para análises: (a) desconsiderando; e (b) considerando a compactação | 129 |
| Fig. V.15 - Isodeformações específicas desviatóricas para análises considerando a compactação e adotando: (a) parâmetros de Hamza (1976) e (b) parâmetros de Sodha (1974) | 129 |

| | |
|--|-----|
| Fig. VI.1 - Recalques medidos e previstos (M.E.F.) no ponto M | 132 |
| Fig. VI.2 - Recalques medidos e previstos (M.E.F.) no inclinômetro IB4 | 133 |
| Fig. VI.3 - Recalques medidos e previstos (M.E.F.) no ponto X3 | 133 |
| Fig. VI.4 - Medições vs. previsões (M.E.F.). Deslocamentos no ponto X3: (a) horizontais; (b) verticais | 134 |
| Fig. VI.5 - Medições vs. previsões (M.E.F.). Deslocamentos: (a) horizontais no ponto IB4B; (b) verticais no ponto M | 135 |
| Fig. VI.6 - Medições vs. previsões (M.E.F.). Recalques no inclinômetro IB4 .. | 135 |
| Fig. VI.7 - Medições vs. previsões (M.E.F.) variando o módulo de deformação da fundação. Deslocamentos no ponto X3: (a) horizontais; (b) verticais | 136 |
| Fig. VI.8 - Medições vs. previsões (M.E.F.) variando o módulo de deformação da fundação. Deslocamentos no ponto IB4B: (a) horizontais; (b) verticais | 137 |
| Fig. VI.9 - Medições vs. previsões (M.E.F.) variando o módulo de deformação da fundação. Recalques no inclinômetro IB4 | 137 |
| Fig. VI.10 - Medições vs. previsões (M.E.F.). Estudo paramétrico anisotrópico. (a) ponto HX3, (b) ponto I3 | 138 |
| Fig. VI.11 - Recalques medidos e previstos (M.E.F.) no ponto M. Estudo paramétrico anisotrópico | 138 |
| Fig. VI.12 - Recalques medidos e previstos no inclinômetro IB4. Estudo paramétrico anisotrópico | 139 |
| Fig. VI.13 - Distorções (%) no pé do talude, ponto HX3, incluindo reforço na base do aterro: (a) vs. elevação do aterro; (b) vs. rigidez relativa do reforço | 141 |
| Fig. VI.14 - Deslocamentos ao final da construção na base do aterro para diferentes rigideces do reforço. (a) horizontais; (b) verticais | 142 |
| Fig. VI.15 - Deslocamentos máximos na base do aterro para diferentes rigidezes do reforço | 142 |
| Fig. VI.16 - Localização do aterro experimental de Sarapuí (apud Ortigão, 1980) | 143 |
| Fig. VI.17 - Geometria do aterro Experimental I de Sarapuí (apud Fontenelle, 1987) | 143 |
| Fig. VI.18 - Evolução da construção do aterro de Sarapuí com o tempo (apud ALMEIDA, 1981) | 144 |
| Fig. VI.19 - Malha de elementos finitos do aterro de Sarapuí | 145 |
| Fig. VI.20 - Tensão horizontal de pico, $\Delta\sigma'_{x,vc,p}$, vs. profundidade | 147 |

| | |
|--|-----|
| Fig. VI.21 - Tensão horizontal de pico, $\Delta\sigma'_{x,vc,p}$, vs. profundidade para uma placa circular num meio semi-infinito | 148 |
| Fig. VI.22 - Recalques vs. tempo (ponto A) | 149 |
| Fig. VI.23 - Deslocamentos na base do aterro. Altura do aterro 2,80 m. (a) verticais; (b) horizontais | 149 |
| Fig. VI.24 - Deslocamentos horizontais no inclinômetro II. Altura do aterro 2,80 m | 150 |
| Fig. VI.25 - Deslocamentos horizontais no ponto I4 | 150 |
| Fig. VI.26 - Evolução das zonas de plastificação para alturas do aterro de: (a) 1,60 m; (b) 2,00 m; (c) 2,40 m e (d) 2,80 m | 151 |
| Fig. VI.27 - Distorções na base do aterro (profundidade 0,056 m). Altura do aterro 2,80 m | 152 |
| Fig. VI.28 - Excesso de poro-pressão no centro do aterro (ponto P4) | 152 |
| Fig. VI.29 - Caminho de tensões efetivas e totais no ponto P4 | 153 |
| Fig. VI.30 - Deformações específicas no ponto P4: (a) verticais; (b) horizontais | 153 |
| Fig. VI.31 - Ponto P4: (a) tensões cisalhantes; (b) distorções | 154 |
| Fig. VI.32 - Deslocamentos verticais na base do aterro. Altura do aterro 2,80 m. (a) Sem compactação; (b) Inclui compactação (1 passada do rolo, $p = 57,14 \text{ kN/m}$) | 154 |
| Fig. VI.33 - Deslocamentos horizontais na base do aterro. Altura do aterro 2,80 m. (a) Sem compactação; (b) Inclui compactação (1 passada do rolo, $p = 57,14 \text{ kN/m}$) | 155 |
| Fig. VI.34 - Deslocamentos vs. força de operação do rolo compactador. Altura do aterro 2,80 m | 155 |
| Fig. VI.35 - Recalques considerando a inclusão de reforços (ponto A). (a) Reforço sem compactação; (b) reforço com compactação ($p = 57,14 \text{ kN/m}$) | 156 |
| Fig. VI.36 - Deslocamentos horizontais considerando a inclusão de reforços (ponto I4). (a) Reforço sem compactação; (b) reforço com compactação ($p = 57,14 \text{ kN/m}$) | 156 |
| Fig. VI.37 - Deslocamentos na base do aterro. Altura do aterro 2,80 m. Sem compactação e inclui reforço. (a) Verticais; (b) horizontais ... | 157 |
| Fig. VI.38 - Deslocamentos na base do aterro. Altura do aterro 2,80 m. Inclui reforço e compactação (1 pass. do rolo, $p = 57,14 \text{ kN/m}$): (a) verticais; (b) horizontais | 157 |

| | |
|---|-----|
| Fig. VI.39 - Rígidez relativa dos reforços vs. deslocamentos (altura do aterro 2,80 m e 1 passada do rolo). (a) recalques no ponto A; (b) deslocamentos horizontais no ponto I4 | 158 |
| Fig. VI.40 - Força máxima no reforço (ponto F) vs. força de operação do rolo compactador. Altura do aterro 2,80 m | 159 |
| Fig. VI.41 - Evolução das zonas de plastificação para alturas do aterro de: (a) 1,60 m; (b) 2,00 m; (c) 2,40 m e (d) 2,80 m. Inclui reforço metálico na base do aterro | 160 |
| Fig. C.1 - Direção convencional das forças nodais induzidas pela compactação | 207 |

LISTA DE TABELAS

| | página |
|--|---------------|
| Tab. II.1 - Parâmetros do modelo histerético- K_0 (apud Duncan e Seed, 1986) | 16 |
| Tab. II.2 - Parâmetros do modelo geral histerético (apud Seed e Duncan, 1986) | 39 |
| Tab. II.3 - Comparação de valores de σ_h (apud Duncan e outros, 1993) | 47 |
| Tab. III.1 - Elementos no CRISP92 (apud Britto e Gunn, 1990) | 51 |
| Tab. III.2 - Correspondência de parâmetros: modelo elástico / formulação hiperbólica | 68 |
| Tab. III.3 - Correspondência de parâmetros do modelo elasto-plástico e da formulação hiperbólica combinada com o modelo elasto-plástico | 75 |
| Tab. III.4 - Correspondência de parâmetros de entrada do modelo elástico com os parâmetros de entrada da formulação hiperbólica | 79 |
| Tab. IV.1 - Faixa de valores dos coeficientes c_v , k e m_v da argila Lias superior (apud Werneck, 1974) | 86 |
| Tab. IV.2 - Valores médios, desvios padrão, coeficientes de variação e valores característicos dos parâmetros hiperbólicos | 98 |
| Tab. IV.3 - Nível de tensão para o início do escoamento do solo de fundação | 104 |
| Tab. IV.4 - Módulo de elasticidade secante E_{sp} para o solo de fundação | 105 |
| Tab. IV.5 - Fatores de segurança, FS | 110 |
| Tab. IV.6 - Erro padrão das previsões em mm | 112 |
| Tab. V.1 - Parâmetros de resistência, deformação, relação de ruptura, coeficiente de empuxo no repouso e parâmetros histeréticos | 115 |
| Tab. V.2 - Parâmetros de resistência de Sodha (1974), parâmetros histeréticos, tensão máxima na zona plástica e profundidade de plastificação | 116 |
| Tab. V.3 - Fatores de segurança, FS | 124 |
| Tab. V.4 - Erro padrão das previsões em mm incluindo os efeitos da compactação | 128 |
| Tab. VI.1 - Incrementos de tempo | 144 |
| Tab. VI.2 - Parâmetros do modelo Cam-Clay Modificado com adensamento acoplado (apud Fontenelle, 1987) | 146 |
| Tab. VI.3 - História de tensões in-situ (apud Almeida, 1981) | 146 |
| Tab. VI.4 - Parâmetros do aterro (Almeida, 1981; Fontenelle, 1987) | 146 |

NOTAÇÃO E SIMBOLOGIA

| | |
|---|---|
| a | constante, distância |
| α | coeficiente de descarregamento, inclinação da superfície do terreno |
| α^* | coeficiente modificado de descarregamento |
| B | módulo volumétrico, largura do rolo |
| B_{\min} | módulo volumétrico limite |
| $[B]$ | matriz deformação-deslocamento |
| b | constante |
| β | coeficiente de recarregamento |
| C.P. | corpo de prova |
| c' , c'_B | coesão efetiva |
| c_v | coeficiente de adensamento |
| c_u | resistência ao cisalhamento não drenada |
| Δ | incremento |
| $\Delta\sigma'_h$, $\Delta\sigma'_v$ | incremento de tensão horizontal e vertical, efetivas |
| $\Delta\sigma'_{h,vc,p}$, $\Delta\sigma'_{x,vc,p}$ | tensão horizontal de pico induzida pela compactação virgem |
| $\sigma'_{xp,i}$ | tensão vertical efetiva equivalente |
| $\Delta\sigma'_{v,e,p}$ | deslocamento horizontal e vertical, respectivamente |
| δ_h , δ_v | módulo de elasticidade |
| E | módulo elástico inicial, módulo elástico no trecho |
| E_i , E_{ur} | descarregamento - recarregamento |
| E_{sp} | módulo de elasticidade secante |
| E_t | módulo de elasticidade tangencial |
| ε | deformação específica, erro padrão |
| ε , ε_a | deformação específica axial |
| ε_s | deformação específica desviatórica |
| ε_x | deformação específica horizontal |
| ε | taxa de deformação |
| F | fração da tensão de pico retida como tensão residual |
| FS | fator de segurança |
| $[F]$ | vetor de forças |
| ϕ' | ângulo de atrito efetivo |
| ϕ_u | ângulo de atrito total |
| γ , γ_m | peso específico |
| h , h_o | altura |

| | |
|-----------------------------|---|
| h_c | altura crítica |
| K | parâmetro do módulo elástico inicial |
| K_a | coeficiente de empuxo ativo |
| K_{ur} | parâmetro do módulo elástico no trecho descarregamento - recarregamento |
| K_B | parâmetro do módulo volumétrico |
| K_n, K_s | coeficiente elástico da mola normal e cisalhante, respectivamente |
| K_o | coeficiente de empuxo no repouso |
| K_l, K_p | coeficiente de empuxo passivo |
| K_f | módulo volumétrico da água |
| $K_{l,\phi'}$ | coeficiente limite da tensão lateral |
| $K_{l,\phi',B}$ | coeficiente de atrito do coeficiente K_o |
| K_2 | coeficiente de empuxo no descarregamento |
| K_3 | coeficiente de empuxo no recarregamento |
| k | coeficiente de permeabilidade, número de intervalos |
| L | largura, comprimento do rolo |
| M.E.F. | método dos elementos finitos |
| M_B | módulo volumétrico |
| M_D | módulo cisalhante |
| m | parâmetro do módulo volumétrico |
| m_v | coeficiente de compressibilidade volumétrica |
| μ | probabilidade de ocorrência |
| N_γ | fator de capacidade de carga |
| n | parâmetro do módulo elástico inicial, parâmetro do módulo elástico no descarregamento-recarregamento, número de dados |
| ν, ν_0 | coeficiente de Poisson |
| $\nu_{fund.}, \nu_{aterro}$ | coeficiente de Poisson da fundação e aterro |
| ν_{min} | coeficiente de Poisson limite |
| OCR | razão de sobre-adensamento |
| P_a | pressão atmosférica |
| p | tensão normal média, carga por unidade de comprimento |
| Q | força de operação máxima do rolo |
| q | capacidade de carga, tensão desviatórica |
| R_f | relação de ruptura |
| r | distância, raio, coeficiente de correlação |
| $SIG3, \sigma_3$ | tensão confinante |
| SL, SL_{crit} | nível de tensões, nível de tensões crítico |
| $SS, SS_{max\ past}$ | estado de tensões, estado de tensões anterior máximo |
| s_u | resistência ao cisalhamento não drenada |

| | |
|--|--|
| $\sigma]$ | vetor de tensões |
| σ' , σ'_{1a} , σ_{1a} | tensão principal efetiva maior, tensão principal efetiva maior na zona ativa, tensão principal total maior na zona ativa |
| σ'_3 | tensão principal efetiva menor, tensão efetiva confinante |
| σ'_{3a} , σ_{3a} | tensão principal efetiva menor na zona ativa, tensão principal total menor na zona ativa |
| σ'_h , σ'_x | tensão horizontal efetiva |
| $\sigma'_{h,CMUP}$ | tensão horizontal efetiva no ponto CMUP (ponto atual mínimo de descarregamento) |
| σ'_{ave} | tensão média no contato solo-rolo |
| σ'_{hm} | tensão horizontal efetiva máxima |
| $\sigma'_{h,r}$ | tensão horizontal efetiva residual |
| σ'_p | tensão efetiva horizontal de pico durante a compactação |
| σ'_v , σ'_y | tensão vertical efetiva |
| $\sigma'_{v,CMUP}$ | tensão vertical efetiva no ponto CMUP (ponto atual mínimo de descarregamento) |
| $\sigma'_{v,ESS}$ | tensão vertical efetiva no ponto ESS (estado de tensões existente) |
| $\sigma'_{v,MPLP}$ | tensão vertical efetiva no ponto MPLP (ponto anterior de máximo carregamento) |
| $\sigma'_{v,RMLP}$ | tensão vertical efetiva no ponto RMLP (ponto recente de máximo carregamento) |
| σ_x | tensão horizontal total |
| σ_y | tensão vertical total |
| $\sigma'_{x,o}$, $\sigma'_{x,c}$ | tensão horizontal efetiva geostática, tensão horizontal efetiva induzida pela compactação |
| $\sigma'_{x,c,old}$ | parcela da tensão efetiva horizontal induzida pela compactação anteriormente ao novo incremento de compactação |
| $\sigma'_{x,p}$ | tensão horizontal efetiva de pico durante a compactação |
| $\sigma'_{x,vc,p}$, $\sigma'_{xp,i}$ | tensão efetiva de pico induzida pela compactação |
| $\sigma_{x,vc,p}$ | tensão total de pico induzida pela compactação |
| $(\sigma_1 - \sigma_3)$, σ_d | tensão desviatórica |
| $(\sigma_1 - \sigma_3)_{rup}$ | tensão desviatórica na ruptura |
| $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ | tensão desviatórica última |
| τ_{xy} | tensão cisalhante |
| W | peso efetivo do compactador |
| x, x_1 , x_2 | distância |
| x_{pi} | valor previsto |
| x_{mi} | valor medido |
| z, z_c , z_p | profundidade, profundidade crítica, profundidade plastificada |

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

I.1 - CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

TERZAGHI, em 1934, observou que a compactação afeta significativamente as tensões horizontais no solo. Segundo AGGOUR e BROWN (1974), ensaios feitos por DARWIN (1883) e repetidos por TERZAGHI (1934) em maior escala mostraram que as tensões laterais exercidas por uma massa de solo sobre um anteparo aumentam com a compactação. Já o comportamento observado em campo de aterros compactados apresenta interferência das tensões residuais devidas à compactação (MELLO, 1977). Não obstante, os procedimentos convencionais de análise de tensões e deformações em aterros, normalmente, não consideram esta influência.

Encontram-se na literatura algumas propostas para considerar a influência da compactação no comportamento de aterros. Uma das abordagens mais completas é a de SEED e DUNCAN (1986). Esta abordagem utiliza o modelo proposto em DUNCAN e SEED (1986), que trata a compactação como um carregamento histerético unidimensional representado por um único ciclo de carga e descarga. Análises de casos de obras têm demonstrado a boa capacidade de previsão deste procedimento.

EHRLICH e MITCHELL (1994) discutem a construção de aterros em camadas. Com o aumento da altura do aterro, as tensões geostáticas progressivamente ultrapassam as tensões induzidas pela compactação. Esses autores demonstram analiticamente que, para solos e condições típicas, a altura para que tal ocorra pode atingir cerca de 6 m. No entanto, como se demonstrará neste trabalho, em termos de movimentação, a compactação pode influenciar profundidades muito superiores, alterando sobremaneira o comportamento global do aterro.

I.2 - OBJETIVO E TÓPICOS DA TESE

Pretende-se neste trabalho destacar, via análise numérica, a importância da compactação no comportamento de aterros. Procurar-se-á evidenciar a influência das tensões induzidas pela compactação nas deformações e estabilidade de massas de solo compactado sobre fundações de baixa capacidade de suporte, cotejando-se os resultados obtidos com o comportamento observado através da instrumentação de casos reais. Tem-se por objetivo definir uma nova estratégia de análise e projeto de aterros de forma a incorporar os efeitos da compactação.

São considerados no presente trabalho os tópicos listados a seguir:

No capítulo II, apresenta-se uma revisão bibliográfica da influência e modelagem da compactação. É revista a maioria dos modelos analíticos propostos na literatura. Dá-se ênfase aos trabalhos de DUNCAN e SEED (1986) e SEED e DUNCAN (1986) a serem utilizados na presente tese. Apresenta-se, também, uma extensão da proposta de EHRLICH e MITCHELL (1994) para análise, via tensões totais, das tensões horizontais máximas induzidas pela compactação em aterros de solos finos.

No capítulo III, apresentam-se os programas de elementos finitos SSCOMP94 e CRISP92 que foram utilizados nas análises numéricas. Mostram-se as modificações implementadas de forma a adequa-las às necessidades deste estudo. No programa CRISP92, implementou-se o modelo histerético de SEED e DUNCAN (1986), de forma a se considerar a compactação. Apresenta-se também um procedimento que permite modelar a compactação de camadas de pequena espessura utilizando-se malhas de elementos finitos discretizadas em camadas mais espessas.

No capítulo IV, apresenta-se, desconsiderando-se a compactação, a análise do aterro experimental da barragem de Empingham, assente sobre uma argila altamente pré-adensada. Os resultados obtidos foram comparados com os obtidos por HAMZA (1976).

No capítulo V, reanalisa-se, considerando a compactação, o comportamento do aterro experimental da barragem de Empingham. Os resultados obtidos são cotejados com os observados pela instrumentação (WERNECK, 1974).

No capítulo VI, apresenta-se o estudo paramétrico com base nos condicionantes de Empingham. Considerou-se, incluindo-se a compactação, a influência do comportamento anisotrópico do aterro e de reforços na base. Variou-se o módulo de deformação do solo de fundação de forma a se avaliar sua influência no comportamento global.

Apresenta-se, também neste capítulo, uma reanálise do aterro de Sarapuí (ORTIGÃO, 1980). Efetuaram-se análises paramétricas de forma a se avaliar a importância da compactação e do papel que reforços na base do aterro poderiam desempenhar no comportamento observado.

Finalmente, no capítulo VII, são apresentadas as conclusões e sugestões para futuras pesquisas.

No anexo A, apresentam-se as modificações no manual do programa SSCOMP (SEED e DUNCAN, 1984) para poder fazer uso dos pré e pós processadores do CRISP92.

No anexo B, apresentam-se as subrotinas implementadas no CRISP92 para modelar a compactação em aterros.

No anexo C, apresenta-se o manual de entrada de dados do CRISP92 modificado para incluir a compactação.

No anexo D, apresenta-se a entrada de dados, no CRISP92 modificado, para o cálculo alternativo das tensões in situ.

No anexo E, apresenta-se o manual de elaboração do arquivo de dados, do CRISP92 modificado, para definição das coordenadas dos topos das camadas lançadas para zeragem dos deslocamentos nestes topos.

No anexo F, apresenta-se o manual do arquivo de entrada de dados para se incluir, no CRISP92 modificado, o cálculo das tensões in situ induzidas pela compactação utilizando-se o procedimento manual proposto por DUNCAN e SEED (1986).

No anexo G, apresentam-se os passos seguidos na implementação, no programa CRISP92, do procedimento proposto por SEED e DUNCAN (1986).

CAPÍTULO II

INFLUÊNCIA DA COMPACTAÇÃO E MODELAGEM DOS SEUS EFEITOS

II.1 - INTRODUÇÃO

Este capítulo é apresentado em três partes. Primeiro, faz-se uma abordagem da influência da compactação no comportamento de aterros e dos estudos prévios realizados. A seguir, apresenta-se um resumo do modelo de DUNCAN e SEED (1986) para descrever as tensões induzidas pela compactação no solo. Finalmente, apresenta-se um procedimento alternativo para a determinação da tensão horizontal induzida pela compactação.

O modelo de DUNCAN e SEED (1986) é descrito em duas partes: na primeira, para condições K_0 e na segunda, a extensão do modelo para condições não- K_0 (SEED e DUNCAN, 1986) e a sua implementação numérica.

II.2 - INFLUÊNCIA DA COMPACTAÇÃO: REVISÃO DA LITERATURA

O procedimento convencional para modelagem de aterros normalmente não inclui a influência da compactação nas tensões internas. TERZAGHI (1934) observou que a compactação afetava significativamente as tensões horizontais no solo. Segundo AGGOUR e BROWN (1974), os ensaios feitos por DARWIN (1883) e repetidos por TERZAGHI (1934) em maior escala evidenciam que as tensões exercidas sobre um anteparo por uma massa de solo aumentam quando o material é compactado.

A compactação de uma massa de solo apenas é considerada como um processo de densificação, isto é, aumento de rigidez e diminuição da compressibilidade e permeabilidade.

Depósitos de areia fofa sofrem grandes recalques quando são sujeitos a vibrações provenientes de máquinas, tráfego de veículos e terremotos e que, sob carregamento estático, podem sofrer grandes recalques diferenciais. Visando minimizar problemas estruturais, é conveniente compactarem-se estes depósitos antes da construção de alguma estrutura.

Segundo D'APPOLONIA e outros (1969), a compactação de solos granulares, por vibração na superfície, foi introduzida na Alemanha nos anos 30 (os primeiros compactadores consistiam de uma placa vibratória).

Diversas variáveis e características do material a ser compactado estão envolvidas na definição e operação dos compactadores. Estas variáveis incluem: forma e peso do rolo, altura da camada, número de passadas do rolo, tamanho das partículas e granulometria do material e teor de umidade (D'APPOLONIA e outros, 1969).

D'APPOLONIA e outros (1969) realizaram um estudo da influência da variação da espessura da camada, número de passadas do rolo e freqüência de operação, na densidade atingida por depósitos arenosos compactados com rolos vibratórios.

A faixa de distribuição das curvas granulométricas dos solos estudados é mostrada na fig. II.1.

Dentre as várias observações feitas por D'APPOLONIA e outros (1969), pode-se extrair que:

- para pequenas profundidades, o solo é pobramente compactado, mesmo incrementando o número de passadas do rolo vibratório. Este fenômeno, denominado de "subcompactação" ou de "sobrevibração" ocorre devido à alta aceleração das partículas do solo e às baixas tensões efetivas existentes entre estas (ver fig. II.2);
- com o incremento da profundidade, a densidade do solo aumenta até um valor máximo e logo diminui (ver fig. II.2);
- incrementando-se o número de passadas do rolo, atinge-se uma maior densidade para o solo; no entanto, a partir de um certo

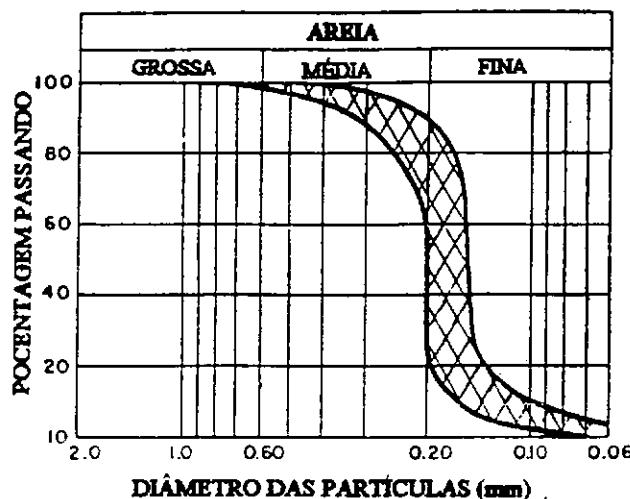


Fig. II.1 - Distribuição granulométrica de areia de duna (apud D'APPOLONIA e outros, 1969).

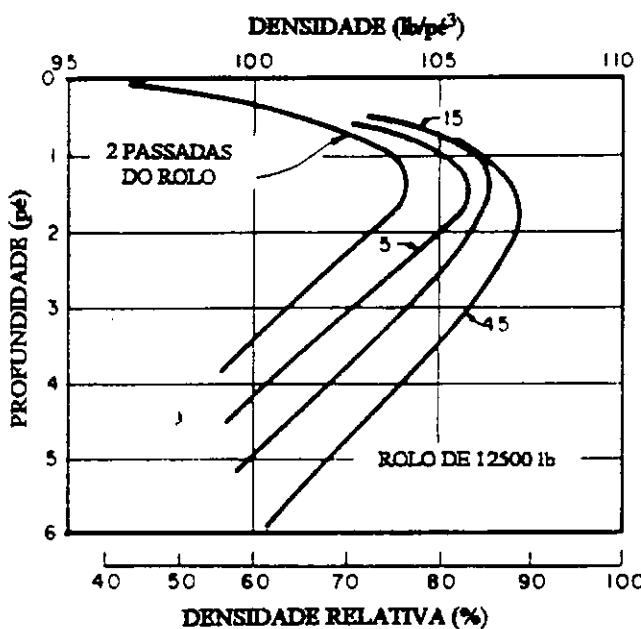


Fig. II.2 - Curvas densidade vs. profundidade (apud D'APPOLONIA e outros, 1969).

número de passadas, este incremento é insignificante (vide fig. II.2);

iv) quando da compactação de uma camada acima, tem-se um aumento da densidade da camada inferior, no trecho da zona de sobrevibração, porém, nos demais pontos da camada, o aumento é insignificante, fig. II.3;

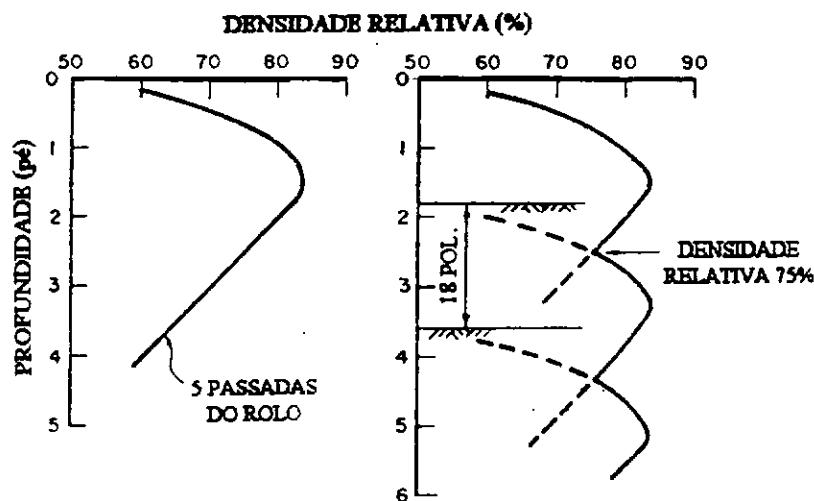


Fig. II.3 - Curvas densidade relativa vs. profundidade para várias camadas (apud D'APPOLONIA e outros, 1969).

v) para camadas pouco espessas, grande parte do esforço de compactação é perdida na zona de sobrevibração. Por outro lado, para camadas muito espessas, para se aumentar a profundidade de influência, faz-se necessário um aumento considerável no esforço de compactação, fig. II.4;

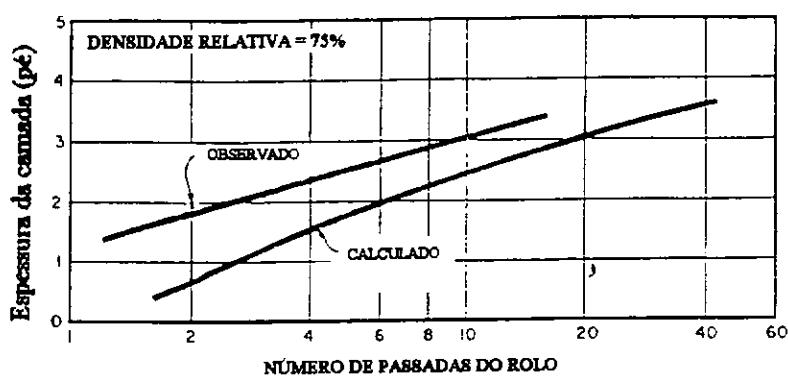


Fig. II.4 - Espessura da camada vs. número de passadas do rolo (apud D'APPOLONIA e outros, 1969).

vi) para maior eficiência, recomenda-se que o rolo opere a uma freqüência igual ou maior à freqüência de ressonância do solo de forma a provocar o maior deslocamento de suas partículas;

vii) as tensões verticais induzidas pela compactação são independentes do número de passadas do rolo, fig. II.5;

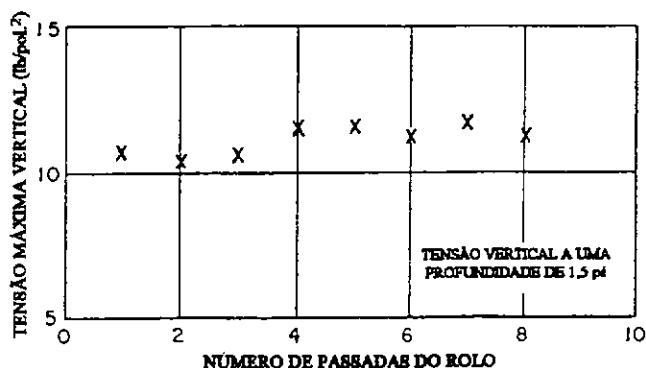


Fig. II.5 - Tensão máxima vertical vs. número de passadas do rolo vibratório (apud D'APPOLONIA e outros, 1969).

viii) as tensões horizontais de pico (induzidas no momento de atuação do equipamento compactador) são também independentes do número de passadas do rolo, não obstante, a tensão horizontal residual, após a retirada do rolo, aumentam a cada passada, até um certo limite;

ix) o coeficiente K_0 (coeficiente de empuxo no repouso) aumenta de valor com o aumento do número de passadas do rolo e da frequência de operação. Além disso, para uma certa profundidade, o máximo valor de K_0 apresenta-se em plano paralelo à direção de avanço do rolo, enquanto que o mínimo valor de K_0 apresenta-se em plano perpendicular ao avanço do rolo, fig. II.6.

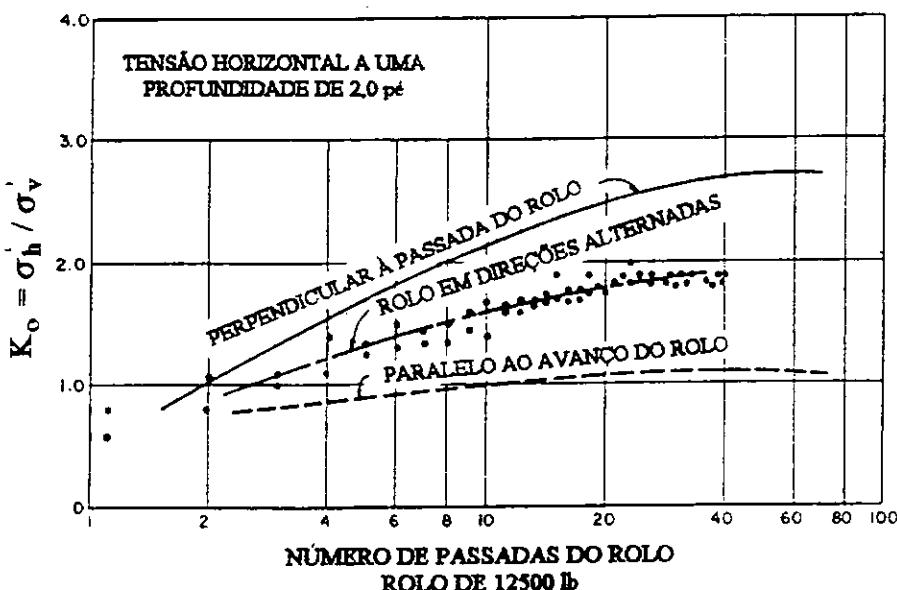


Fig. II.6 - Variação do coeficiente K_0 como função do número de passadas do rolo vibratório (apud D'APPOLONIA e outros, 1969).

YOUNG (1972) estudou o comportamento da areia de Otawa submetida à compactação mediante cargas repetidas de cisalhamento, e concluiu que a deformação cisalhante é o fator primordial na compactação de materiais granulares.

Segundo MELLO (1982), o solo compactado sempre foi considerado um material homogêneo de propriedades melhoradas. MELLO (1982) considera o solo compactado como um solo pré-adensado com as seguintes características:

- i) compressibilidades (e resistências) reconhecidamente diferenciadas abaixo e acima da pressão de pré-adensamento;
- ii) a diferenciação dos comportamentos pré-adensados e sobreadensados depende obviamente da capacidade do solo de reter parte da energia aplicada de compactação (em função da histerese compressão-descompressão);
- iii) um elemento de solo em um maciço compactado tem o registro da pressão de pré-adensamento retendo também uma certa proporção desta, na forma de tensões residuais internas;
- iv) admitindo-se uma mesma energia de compactação, diferentes solos são relativamente homogeneizados, em comparação uns com outros, até o valor da pressão de pré-adensamento, dependendo da histerese e do comportamento na recompressão. Acima da pressão de pré-adensamento, porém, prevalecem comportamentos diferenciados, de acordo com cada tipo de solo. O processo de compactação é obviamente um processo homogeneizador.

Assim sendo, o processo de compactação incrementa o estado de tensões no solo, durante e após a compactação. Este incremento deve ser considerado já que a resistência e comportamento tensão-deformação do solo dependem do nível de tensões existentes neste. Além do que, as tensões induzidas no solo pela compactação podem resultar em deformações estruturais, deformações estas que podem tornar-se importantes no projeto de algum sistema solo-estrutura.

A distribuição de tensões com a profundidade devida à compactação (MELLO, 1982) é mostrada, para solos argilosos, na fig. II.7. Segundo Mello, à medida que a pressão do pneu aumenta, as tensões induzidas pelo rolo compactador aumentam, sendo este, também um dos efeitos do aumento de número de passadas do rolo.

Segundo citam DUNCAN e SEED (1986), foram feitos vários estudos de compactação em laboratório e em campo nos últimos 50 anos. Assim sendo, atualmente, dispõe-se de uma suficiente base de dados para se avaliar procedimentos analíticos para a determinação das tensões e deformações induzidas pela compactação.

Baseados em dados de campo, DUNCAN e SEED (1986) apresentaram as seguintes observações relativas às tensões e deformações induzidas pela compactação:

- i) a compactação dos solos representa um processo de carga e descarga, o qual pode resultar em um significativo incremento da tensão horizontal até várias vezes a tensão geostática e próximo do valor da tensão passiva;

SOLOS ARGILOSOS

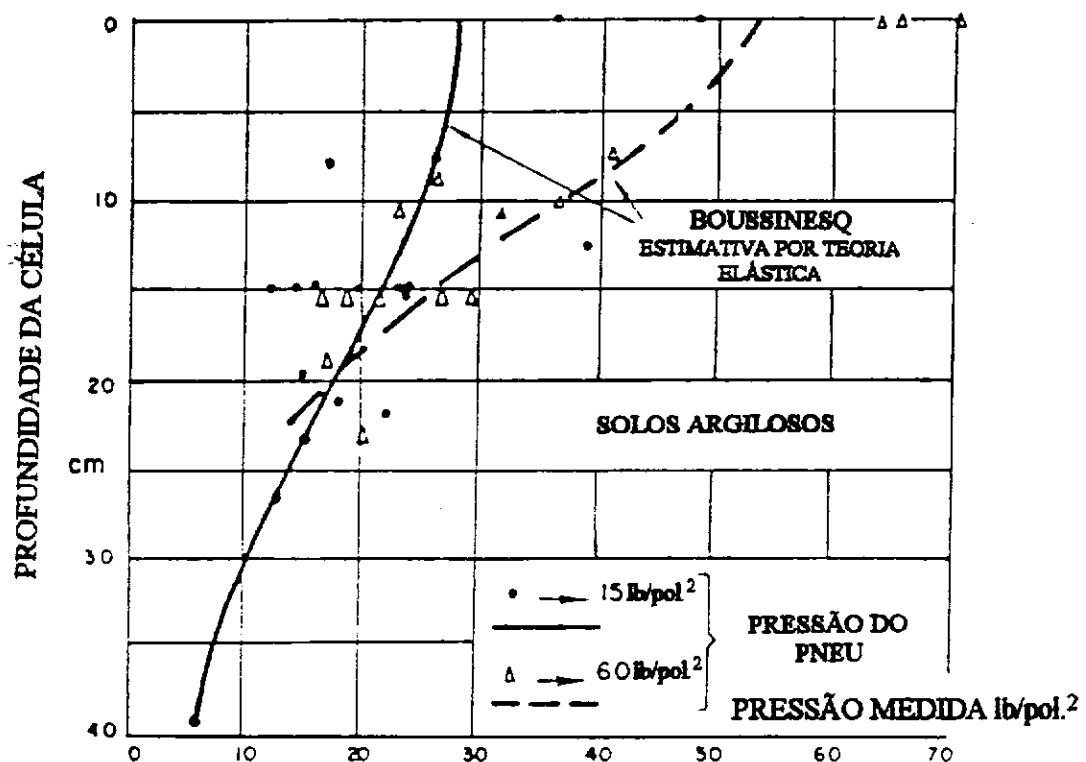


Fig. II.7 - Distribuição das tensões em profundidade devido à compactação (apud MELLO, 1982).

- ii) a profundidade até a qual a tensão horizontal sofre incrementos varia de 2 a 3 m, para pequenos compactadores de mão, até 15 m, para equipamentos pesados;
- iii) para profundidades onde não se tem risco de ruptura passiva do solo, uma alta percentagem (40% a 90%) do pico do incremento da tensão horizontal induzida pela compactação pode ser retida como tensão residual;
- iv) a compactação em solos próximos a estruturas altamente deformáveis pode provocar um incremento na deformação da estrutura, a qual, geralmente, decresce com o aumento da profundidade;
- v) em solos previamente compactados, uma compactação adicional pode resultar em um pequeno incremento no pico da tensão induzida e uma fração desprezível deste incremento pode ser retida como tensão residual.

BORMA (1991) realizou um estudo numérico paramétrico de aterros simétricos assentes sobre argila mole visando a caracterizar o fenômeno de arqueamento. Observou que aterros simétricos sobre depósitos de argila mole rompem freqüentemente por afundamento e espraiamento lateral, porém, sem mobilização aparente da resistência do aterro. Este fenômeno foi caracterizado como de arqueamento no qual ocorre redistribuição das tensões verticais na base do aterro e

surgimento de tensões horizontais de compressão ao longo do eixo de simetria do aterro.

Os estudos de Borma destacam a importância, nas análises de estabilidade, da consideração dos esforços horizontais no interior da massa de aterro. Estes esforços podem tornar-se particularmente importantes no caso de aterros compactados.

II.3 - MODELAGEM DAS TENSÕES HORIZONTAIS DEVIDAS À COMPACTAÇÃO

Vários métodos teóricos e empíricos foram propostos na literatura para descrever a tensão efetiva horizontal induzida nos solos compactados. Segundo DUNCAN e SEED (1986), é comum a todos estes métodos representar a compactação como uma forma de sobredensamento.

Utilizou-se, no presente trabalho, o modelo histerético da compactação (válido para condições K_0) apresentado por DUNCAN e SEED (1986). A implementação numérica seguiu os procedimentos descritos em SEED e DUNCAN (1986), que possibilitam a generalização deste modelo para condições K_0 ou não (vide itens II.4 e II.5).

II.3.1 - Método de Rowe (1954)

Este modelo, assim como os demais apresentados a seguir, a menos que especificado, referem-se a uma análise efetiva de tensões.

ROWE (1954) propôs considerar a compactação como um processo de aplicação e remoção de uma tensão superficial. Baseado em resultados de ensaios de cisalhamento direto bidirecionais, Rowe teorizou que todos os picos de tensões induzidas pela aplicação de uma tensão superficial podem ser retidos após a remoção desta tensão superficial e sugeriu que o coeficiente K_0 fosse expresso como:

$$K_0 \Rightarrow K_0 \cdot \left(1 + \frac{h_0}{h}\right) \quad (\text{II.1})$$

onde: K_0 = coeficiente de empuxo no repouso,

h = tensão total,

h_0 = tensão transiente que representa o pico de compactação.

SOWERS e outros (1957) propuseram uma teoria similar à de ROWE (1954), baseados em planos de escorregamento dentro de uma massa de solo com deformações reversíveis.

II.3.2 - Método de Broms (1971)

BROMS (1971) propôs um método analítico-empírico baseado no conceito histerético de carregamento e descarregamento para determinar as tensões horizontais induzidas pela compactação.

O modelo de BROMS (1971) é mostrado na fig. II.8, na qual o ponto A representa um elemento do solo com um estado inicial qualquer de tensões. Um incremento (carregamento) na tensão vertical resulta em nenhum incremento da tensão horizontal até que a linha K_0 seja alcançada (ponto B).

A continuidade do carregamento resulta em um incremento da tensão horizontal igual a $\sigma'_h = K_0 \sigma'_v$ (ponto C). Um subsequente descarregamento ou redução da tensão resultará em nenhuma variação da tensão horizontal até uma condição limite após a qual se terá um decréscimo da tensão horizontal segundo $\sigma'_h = K_1 \sigma'_v$ onde:

$$K_1 = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi'}{2}\right) + \frac{2.c'}{\sigma'_v} \tan\left(45^\circ + \frac{\phi'}{2}\right) \quad (\text{II.2})$$

e: c' = coesão,
 ϕ' = ângulo de atrito
 σ'_v = tensão vertical efetiva.

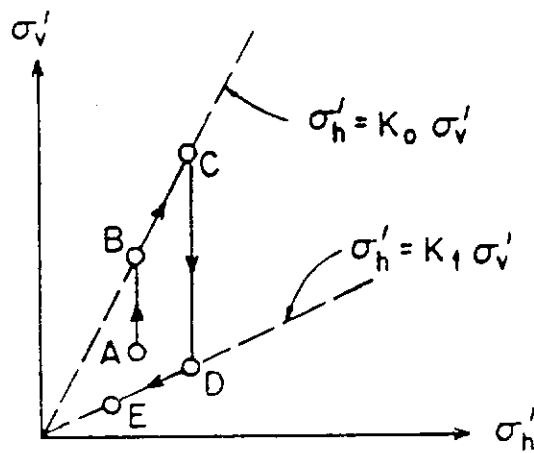


Fig. II.8 - Modelo proposto por Broms (apud DUNCAN e SEED, 1986).

O cálculo das tensões horizontais induzidas pela compactação utilizando o método de Broms envolve uma análise incremental resultante da colocação e compactação de cada camada de solo. Segundo DUNCAN e SEED (1986), este procedimento empírico, limitado à análise de camadas horizontais de solos próximos a muros de contenção verticais não flexíveis, foi o primeiro a proporcionar resultados de boa qualidade capazes de representar observações de campo.

II.3.3 - Método de Ingold (1979)

INGOLD (1979) propôs um método analítico para prever a tensão horizontal induzida pela compactação em muros de contenção modelada como um carregamento linear em planta. Considera-se que as tensões induzidas mobilizam totalmente a resistência ao cisalhamento do solo.

Então, para um elemento de solo seco não coesivo a uma profundidade z , tem-se que:

$$\sigma'_h = K_a \cdot \sigma'_v = K_a \cdot \gamma \cdot z \quad (\text{II.3})$$

onde K_a é o coeficiente de empuxo ativo. Esta condição é representada no ponto "a" da fig. II.9. Se a tensão vertical for incrementada em $\Delta\sigma'_v$ (ponto b da fig. II.9), tem-se:

$$\sigma'_{hl} = K_a \cdot (\gamma \cdot z + \Delta\sigma'_v) \quad (\text{II.4})$$

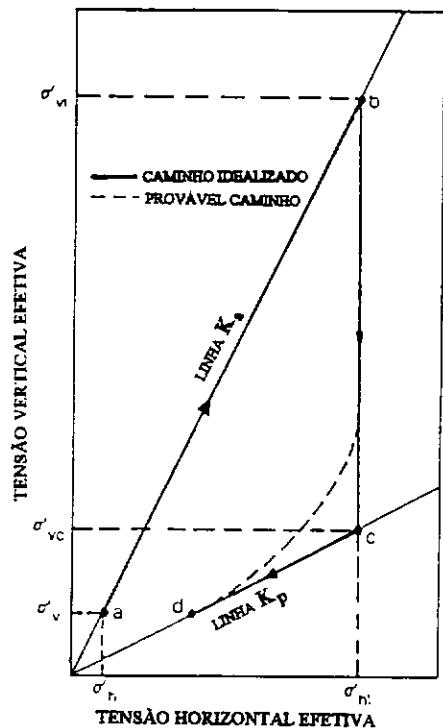


Fig. II.9 - Trajetória idealizada de tensões (apud INGOLD, 1979).

Segundo INGOLD (1979), se este incremento $\Delta\sigma'_v$ é transitório, a tensão vertical retornará a sua condição inicial a não ser que exista atrito entre o muro de contenção e o solo que provoque somente uma recuperação parcial. JONES (1973) relata medições de tensões de tração em muros de contenção que experimentaram esta recuperação parcial.

No modelo proposto por Ingold, considera-se que, abaixo de uma profundidade denominada de crítica, não se terá redução da tensão horizontal oriunda da compactação $\Delta\sigma'_v$. Esta situação é representada pelo ponto c da fig. II.9. Segundo cita Ingold, a trajetória mostrada na fig. II.9 é similar à proposta por BROMS (1971), diferindo basicamente na inclusão da plastificação do solo. Nota-se também na fig. II.9 que, para valores baixos de σ'_v (ponto d), a tensão horizontal residual pode promover a ruptura passiva do solo.

A profundidade crítica z_c pode ser obtida considerando-se que

$$\gamma \cdot z_c = K_a \cdot \sigma'_{hl} \quad (\text{II.5})$$

e substituindo a equação (II.4) nesta última equação, tem-se

$$\gamma \cdot z_c = K_a^2 (\gamma \cdot z_c + \Delta \sigma'_v) \quad (\text{II.6})$$

Segundo Ingold, para pequenos valores de z_c , $\gamma \cdot z_c$ é muito pequeno comparado com $\Delta \sigma'_v$, portanto a equação (II.6) se reduz a:

$$z_c = \frac{K_a^2 \cdot \Delta \sigma'_v}{\gamma} \quad (\text{II.7})$$

INGOLD (1979) indica que $\Delta \sigma'_v$ pode ser obtido a partir da teoria da elasticidade considerando a carga estática equivalente, que inclui o peso próprio do rolo mais o carregamento dinâmico. INGOLD (1986) cita que, para rolos modernos vibratórios, o peso efetivo do rolo pode ser considerado como cinco a seis vezes o peso próprio do rolo.

HOLL (1941) derivou a seguinte expressão para $\Delta \sigma'_v$ considerando uma carga (p) linear e infinita:

$$\Delta \sigma'_v = \frac{2 \cdot p}{\pi \cdot z} \quad (\text{II.8})$$

Previsões feitas por INGOLD (1979) usando a equação anterior são mostradas na fig. II.10. Observa-se, nesta figura, uma boa concordância entre valores medidos e previstos (as medições da fig. II.10.a foram feitas por WHIFFEN (1954) e as da fig. II.10.b por FORSSBLAD (1965)).

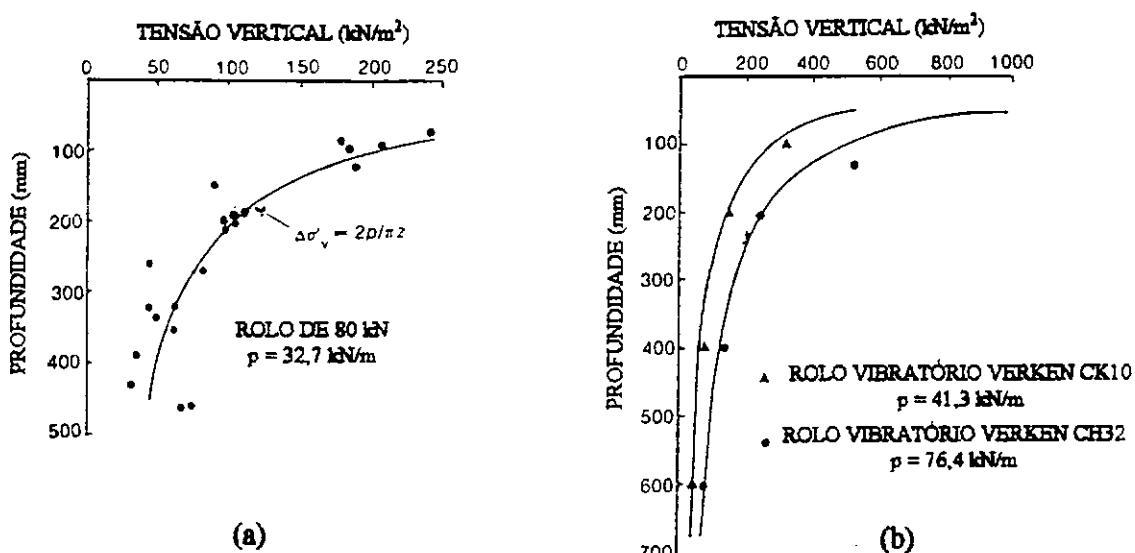


Fig. II.10 - Comparação das tensões verticais medidas e previstas (apud INGOLD, 1979).

Assim, substituindo-se a equação (II.8) nas equações (II.4) e (II.7), e admitindo-se $\Delta\sigma'_v \gg \gamma \cdot z$, tem-se:

$$\sigma'_{hl} = \frac{2 \cdot p \cdot K_a}{\pi \cdot z} \quad (II.9)$$

$$\text{e } z_c = K_a \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot p}{\gamma \cdot \pi}} \quad (II.10)$$

Substituindo-se a equação (II.10) na equação (II.9), é obtido o valor máximo de σ'_{hl} ,

$$\sigma'_{hm} = \sqrt{\frac{2 \cdot p \cdot \gamma}{\pi}} \quad (II.11)$$

A equação (II.11) considera que o rolo encontra-se junto ao muro de contenção; para outras posições, tem-se (INGOLD, 1986):

$$\sigma'_{hm} = \left(\frac{L}{a + L} \right) \sqrt{\frac{2 \cdot p \cdot \gamma}{\pi}} \quad (II.12)$$

onde, a = distância a partir do muro,

L = largura do rolo.

Superpondo-se as curvas correspondentes ao estado ativo e a tensão horizontal induzida pela compactação e considerando-se que, acima de z_c , o solo encontra-se em estado de ruptura, obtém-se a distribuição das tensões horizontais após a compactação, fig. II.11.a.

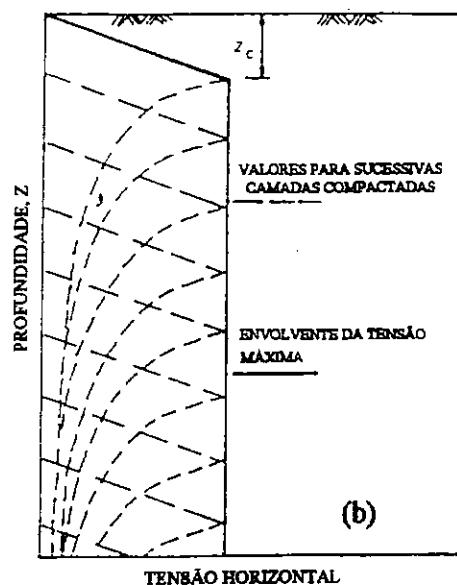
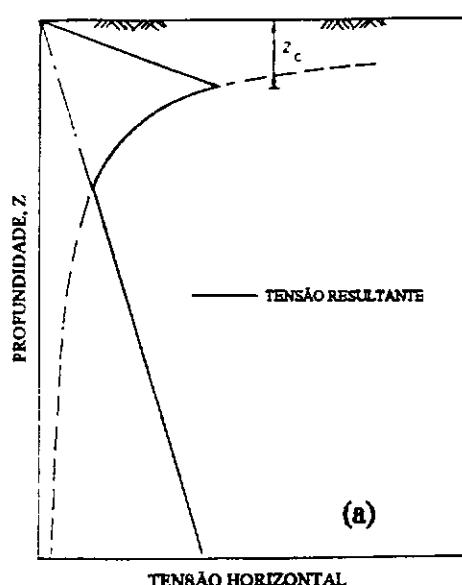


Fig. II.11 - Distribuição da tensão horizontal (apud INGOLD, 1979).

Dado que na prática o solo é compactado por camadas, a curva mostrada na fig.II.11.a se repete para cada camada, obtendo-se a distribuição mostrada na fig.II.11.b.

Como pode ser verificado, segundo indica INGOLD (1979), à medida que a altura da massa de solo compactado aumenta, a tensão geostática pode exceder a tensão induzida pela compactação, fig. II.12. Esta altura de solo, denominada pelo autor de crítica, pode ser expressa por:

$$h_c = \frac{1}{K_a} \sqrt{\frac{2 \cdot p}{\pi \cdot \gamma}} \quad (\text{II.13})$$

ou

$$h_c = \frac{1}{K_a} \left(\frac{L}{a + L} \right) \sqrt{\frac{2 \cdot p}{\pi \cdot \gamma}} \quad (\text{II.14})$$

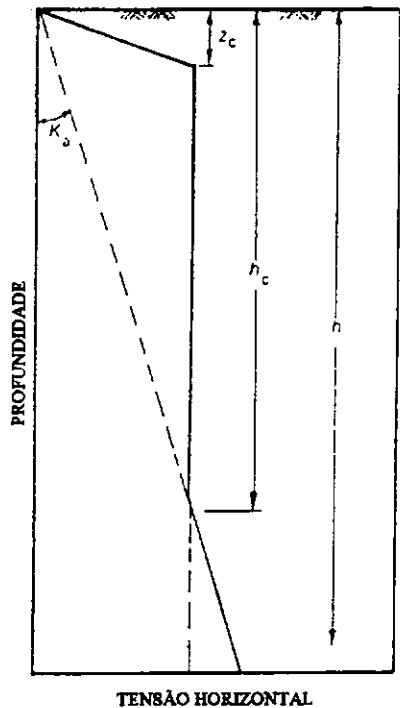


Fig. II.12 - Distribuição da tensão horizontal para $h > h_c$ (apud INGOLD, 1979).

II.4 - MODELO DE DUNCAN E SEED (1986). TENSÕES INDUZIDAS NO SOLO PELA COMPACTAÇÃO SOB CONDIÇÕES K_o

Segundo DUNCAN e SEED (1986), a idealização das tensões horizontais induzidas pela compactação, atuando contra muros rígidos verticais e sem atrito, onde a compactação é representada pela aplicação e remoção cíclica de um carregamento vertical uniforme de comprimento lateral infinito, é análoga ao adensamento unidimensional cíclico (carregamento e descarregamento). Em ambos os casos, os deslocamentos horizontais são nulos e as tensões principais permanecem horizontais e verticais.

O modelo histerético engloba um total de cinco parâmetros: α , β , K_o , $K_{1,\phi}$ e c' , descritos na tab. II.1.

Tab. II.1 - Parâmetros do modelo histerético- K_0 (apud DUNCAN e SEED, 1986)

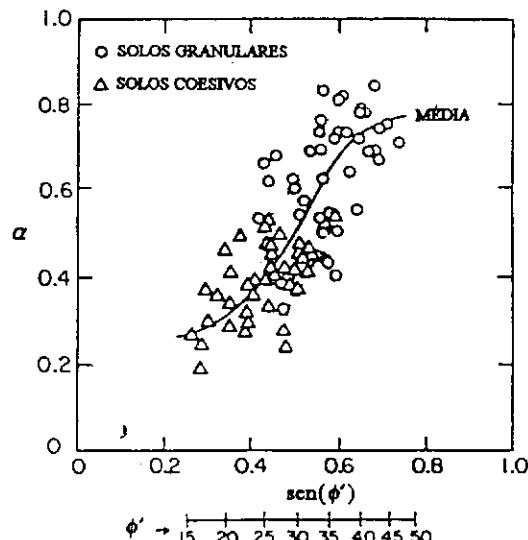
| Parâmetro | Denominação | Limites | Método de estimativa baseado em ϕ' |
|---------------|---|---------------------------------|---|
| α | Coeficiente de descarregamento | $0 \leq \alpha \leq 1$ | Relação entre α e $\text{sen}(\phi')$. Ver fig.II.13 |
| β | Coeficiente de recarregamento | $0 \leq \beta \leq 1$ | $\beta = 0,6$ |
| K_0 | Coeficiente de empuxo no repouso | $0 \leq K_0 \leq 1$ | $K_0 \approx 1 - \text{sen}(\phi')$ |
| $K_{1,\phi'}$ | Coeficiente limite da tensão lateral (K_p = coeficiente de empuxo passivo) | $K_0 \leq K_{1,\phi'} \leq K_p$ | $K_{1,\phi'} = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi'}{2}\right)$ |
| c' | coesão | --- | --- |

Os parâmetros $K_{1,\phi'}$ e c' definem o coeficiente K_1 , o qual controla a ruptura passiva do solo baseado no critério de ruptura de Mohr-Coulomb. K_1 é expresso como

$$K_1 = \left(\frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \right)_{\lim} = K_{1,\phi'} + \frac{2 \cdot c'}{\sigma'_v} \sqrt{K_{1,\phi'}} \quad (\text{II.15})$$

Estes cinco parâmetros podem ser determinados a partir de ensaios K_0 de carregamento-descarregamento; não obstante, em caso de não se dispor destes ensaios, α , K_0 , e $K_{1,\phi'}$ podem ser definidos conhecendo-se ϕ' e c' , e β é, em geral, considerado igual a 0,6 (a relação entre α e $\text{sen}(\phi')$ é mostrada na fig. II.13). Segundo DUNCAN e SEED (1986), fazendo-se uso desta aproximação, introduzem-se pequenos erros.

Sete são as "regras" que definem este modelo histerético, sob condições K_0 , citadas a seguir:

Fig. II.13 - Relação entre $\text{sen}(\phi')$ e α (apud DUNCAN e SEED, 1986)

1. Define-se como carregamento virgem aquele carregamento que provoca uma tensão vertical superior a todas as magnitudes prévias alcançadas anteriormente e que segue a linha K_0 segundo

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v \quad (\text{II.16})$$

onde: K_0 = coeficiente de empuxo no repouso.

O carregamento virgem estabelece um novo ponto de carregamento máximo (MPLP - ponto anterior de máximo carregamento), como mostrado na fig. II.14.

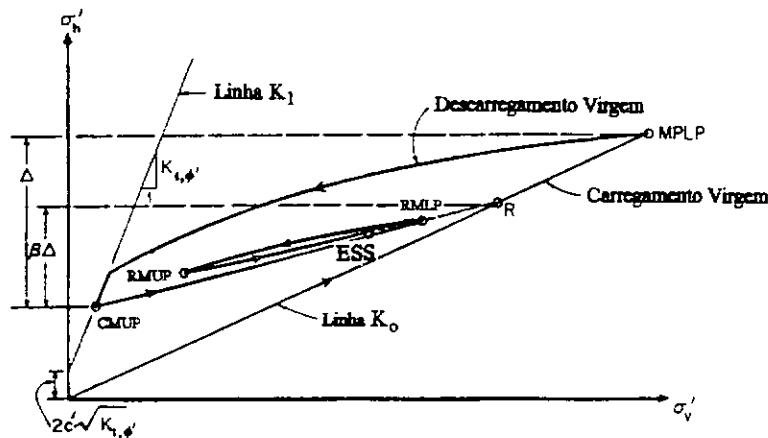


Fig. II.14 - Componentes básicos do modelo histerético sob condições K_0 (apud DUNCAN e SEED, 1986).

2. Define-se como descarregamento virgem qualquer descarregamento que provoque uma diminuição da tensão vertical, a partir do ponto MPLP seguindo o caminho de tensões definido pela equação (II.17), estabelecendo assim um novo ponto mínimo atual de descarregamento CMUP.

$$\sigma'_h = K'_0 \cdot \sigma'_v \quad , \quad (\text{II.17})$$

onde: $K'_0 = K_0 \cdot (\text{OCR})^\alpha$

$$\text{OCR} = \frac{\sigma'_{v,MPLP}}{\sigma'_{v,ESS}}$$

sendo $\sigma'_{v,ESS}$ a tensão vertical correspondente ao estado de tensões existente em qualquer ponto considerado.

3. Todo descarregamento é sujeito à condição limite de ruptura passiva quando

$$\sigma'_h \leq K_1 \cdot \sigma'_v \quad (\text{II.18})$$

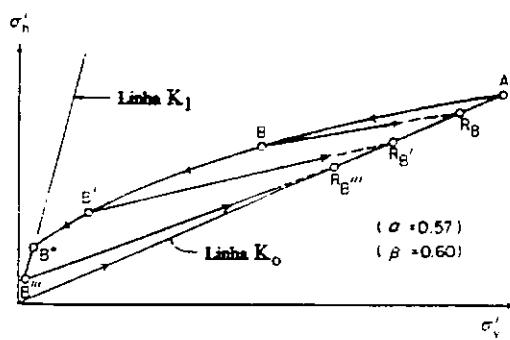
4. Define-se como recarregamento virgem o primeiro ciclo de recarregamento após estabelecer o novo CMUP (ponto atual mínimo de descarregamento), seguindo o caminho linear de tensões a partir do ponto CMUP até o ponto R segundo

$$\sigma_{h,r}^* = \sigma'_{h,CMUP} + \beta \cdot \Delta \quad (\text{II.19})$$

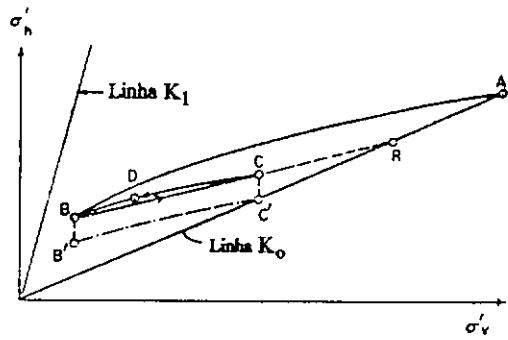
$$\sigma_{v,r}^* = \frac{\sigma_{h,r}^*}{K_0} \quad (\text{II.20})$$

onde: $\Delta = \sigma'_{h,MPLP} - \sigma'_{h,CMUP}$

O recarregamento virgem segue um caminho linear de tensões, cuja inclinação aumenta com o grau de crescimento do descarregamento, como é mostrado na fig. II.15.a.



(a)



(b)

Fig. II.15 - Modelo histerético sob condições K_0 : a) caminhos típicos de tensões; b) descarregamento tipo α^* (apud DUNCAN e SEED, 1986).

5. O recarregamento não virgem segue um caminho linear de tensões a partir de RMUP (recente ponto mínimo de descarregamento) até o ponto R; então, prossegue segundo a linha K_0 até o ponto MPLP, fig. II.14. Algum carregamento posterior para além deste ponto se constituirá num carregamento virgem. Quando qualquer recarregamento atinge níveis de tensão superiores ao do ponto R, porém inferiores ao do ponto MPLP, te-se-á um novo ponto R para os subsequentes ciclos de recarregamento.

6. Descarregamento não virgem a partir da linha K_0 (o qual implica que o mais recente recarregamento excedeu o anterior ponto R e estabelece um novo ponto R, porém, não excedeu o ponto MPLP) seguirá o caminho de tensões definido por

$$\frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = K_0 \left(\frac{\sigma'_{v,RMLP}}{\sigma'_{v,ESS}} \right)^{\alpha^*} \quad (II.21)$$

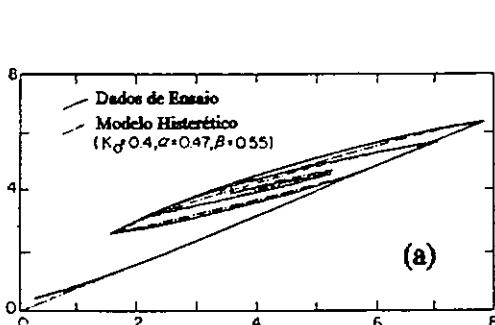
onde α^* (coeficiente modificado de descarregamento) é tal, que o descarregamento passe pelo ponto CMUP e σ'_v é a tensão vertical correspondente ao ponto recente de máximo carregamento. Então,

$$\alpha^* = \frac{\ln \left(\frac{\sigma'_{h,CMUP}}{K_0 \cdot \sigma'_{v,CMUP}} \right)}{\ln \left(\frac{\sigma'_{v,RMLP}}{\sigma'_{v,CMUP}} \right)} \quad (II.22)$$

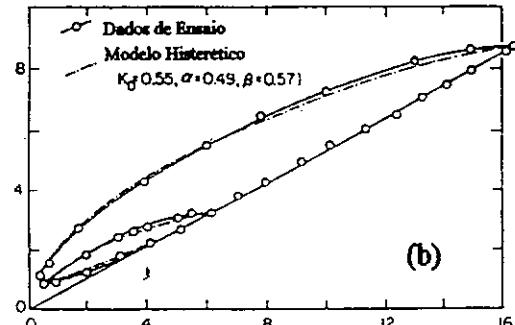
Descarregamento que continua abaixo de CMUP constitui um descarregamento virgem, fig. II.14.

7. Descarregamento não virgem a partir de pontos acima da linha K_0 , segue caminhos de tensões tipo α^* como é mostrado na fig. II.15.b. O ponto no qual o descarregamento se inicia (ponto C) é projetado verticalmente até a linha K_0 (ponto C'). Da mesma forma, o ponto B é projetado verticalmente definindo o ponto B' mantendo uma distância igual à existente entre o ponto C e o ponto C'. Então, o caminho de descarregamento tipo α^* , desde o ponto C' e ponto B', deve ser calculado usando as equações (II.21) e (II.22).

Nas figuras II.16.a a II.16.b, ilustra-se a boa precisão com a qual o modelo histerético se ajusta ao caminho de tensões obtido a partir de dois ensaios K_0 -multiciclo em areia e argila, respectivamente.



(a)



(b)

Fig. II.16 - Modelo histerético vs. dados de ensaios K_0 : a) areia de Monterey; b) argila Haney (apud DUNCAN e SEED, 1986).

II.4.1 - Análise das tensões induzidas pela compactação

O modelo histerético pode ser aplicado na análise da compactação, se esta é modelada em termos do pico do incremento da tensão horizontal induzida pela

compactação virgem, $\Delta\sigma'_{h,vc,p}$, definida como a tensão horizontal induzida no ponto de interesse pelo posicionamento mais crítico da carga de compactação, considerando-se o solo previamente não compactado (isto é, não se verificam tensões residuais induzidas por anteriores compactações). Assim sendo, o modelo histerético é empregado para caracterizar um dado ciclo de compactação utilizando a tensão "equivalente" $\Delta\sigma'_{v,c,p}$ expressa por

$$\Delta\sigma'_{v,c,p} = \frac{\Delta\sigma'_{h,vc,p}}{K_0} \quad (\text{II.23})$$

Durante um dado incremento de compactação, $\Delta\sigma'_{v,c,p}$ é aplicado e logo removido, sem considerar nenhum incremento da tensão vertical residual.

Segundo DUNCAN e SEED (1986), a modelagem da compactação tomando por base $\Delta\sigma'_{h,vc,p}$ é conveniente pois o valor de $\Delta\sigma'_{h,vc,p}$ pode ser calculado facilmente utilizando-se análises elásticas lineares.

Além disso, dados de campo indicam que o uso de $\Delta\sigma'_{v,c,p}$ resulta em valores coerentes de incrementos de tensão residual e de pico.

Ainda segundo Duncan e Seed, é importante notar que, para carregamento superficial de extensão lateral finita, a relação existente entre $\Delta\sigma'_h$ e $\Delta\sigma'_v$ deixa de ser uma constante, como é mostrado na fig. II.17, o que invalida calcular a tensão horizontal induzida a partir do incremento da tensão vertical, procedimento este utilizado em outros métodos analíticos.

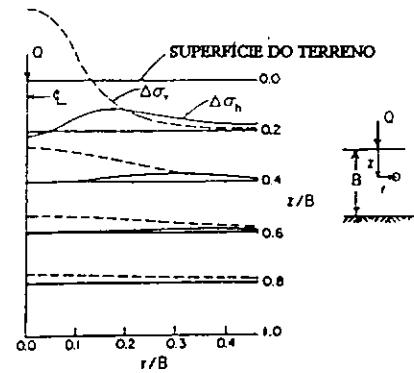


Fig. II.17 - $\Delta\sigma_v$ e $\Delta\sigma_h$ devidas a uma carga pontual (apud DUNCAN e SEED, 1986).

II.4.2 - Determinação de $\Delta\sigma'_{h,vc,p}$

SEED e DUNCAN (1983) apresentam um estudo e recomendações para o cálculo de $\Delta\sigma'_{x,vc,p}$ para várias situações. As principais conclusões são listadas a seguir.

1. Seja no interior da massa de solo compactado ou próximo de uma interface solo-estrutura vertical e não flexível, $\Delta\sigma'_{x,vc,p}$ induzida pela compactação superficial, pode ser calculada diretamente através de simples análises elásticas incluindo o método dos

elementos finitos, bem como soluções analíticas fechadas. O coeficiente de Poisson para carregamento superficial de compactação pode ser determinado através da seguinte expressão:

$$\nu = \nu_0 + \frac{1}{2}(0,5 - \nu_0) \quad (\text{II.24})$$

onde $\nu_0 = \frac{K_0}{1 + K_0}$

$$K_0 = 1 - \sin(\phi')$$

2. O cálculo de $\Delta\sigma'_{h,vc,p}$ para geometrias típicas de compactação superficial é um problema tridimensional.

3. Dados de campo indicam que um rolo vibratório típico (7 klb/4 pé) pode ser modelado como duas a quatro vezes o peso estático do rolo.

4. $\Delta\sigma'_{h,vc,p}$ atuante em uma interface solo-estrutura vertical e não flexível, devido a um carregamento superficial, pode ser tomado como duas vezes o valor que seria calculado neste mesmo ponto utilizando-se soluções elásticas fechadas como se este ponto estivesse situado no interior de um semi-espacô infinito.

Os autores apresentaram curvas típicas de $\Delta\sigma'_{h,vc,p}$ versus profundidade considerando o rolo a várias distâncias de um muro vertical, fig. II.18. Nota-se, nesta figura, que, quando se tem uma base rígida, a diminuição de $\Delta\sigma'_{h,vc,p}$ perto dessa base é menos pronunciada; no entanto, a presença da base rígida não afeta a parte superior das curvas.

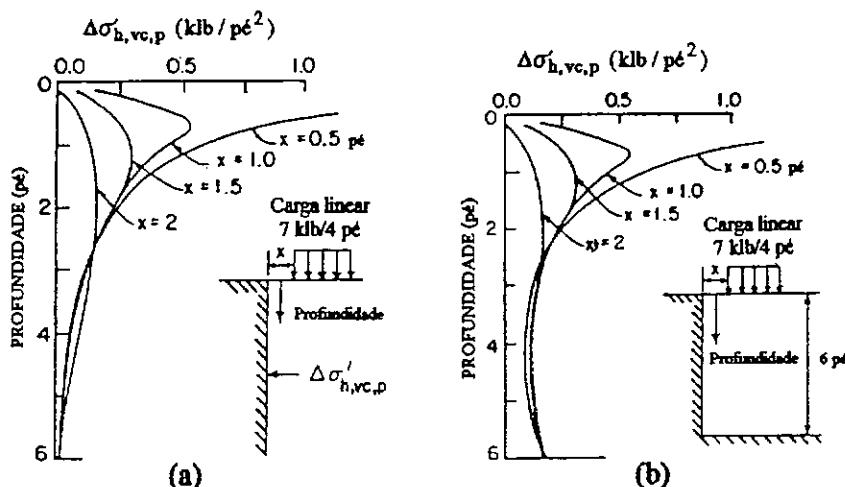


Fig. II.18 - Curvas típicas $\Delta\sigma'_{h,vc,p}$ vs. profundidade contra um muro vertical:
a) sem base rígida; b) com base rígida a 6 pé (apud DUNCAN e SEED, 1986).

II.4.3 - Análise incremental

Segundo DUNCAN e SEED (1986), o modelo histerético pode ser incorporado a um procedimento incremental analítico, o qual pode ser utilizado para calcular as tensões horizontais de pico e residual, resultantes da colocação e compactação de camadas de solo no interior da massa de aterro ou próximas à interface de um muro vertical rígido. Este procedimento incremental é ilustrado através de um exemplo aplicativo desenvolvido por Duncan e Seed. Calculou-se a tensão horizontal, atuante em um muro vertical não flexível de 10 pés (3,05 m) de altura, induzida pelo aterro compactado. O solo foi compactado por um rolo compactador de 7 kip/4 ft (31,15 kN/1,22 m), em camadas de 6 polegadas (0,1524 m).

O primeiro passo é determinarem-se os parâmetros para o modelo histerético. Os parâmetros adequados (que correspondem ao ângulo de atrito pós-compactação de 38°) para modelar as propriedades pós-compactação do solo são:

$$K_0 = 0,38$$

$$K_{1,\phi} = 4,20$$

$$\alpha = 0,65$$

$$\beta = 0,6$$

$$c' = 0$$

$$\gamma = 115 \text{pcf} (18,6 \text{kN/m}^3)$$

O próximo passo é determinar-se a curva $\Delta\sigma'_{h,ve,p}$ versus profundidade para cada nova camada de solo compactado. Neste caso, como todas as camadas foram compactadas com o mesmo rolo e à mesma distância do muro, uma curva única de $\Delta\sigma'_{h,ve,p}$ (fig. II.18.b, para $x = 1$ pé ou 0,3048 m) foi utilizada para todas as camadas. Foi desprezado o efeito da base rígida.

Uma análise incremental é feita modelando-se as tensões vertical e horizontal no ponto médio de cada camada de solo utilizando-se o modelo histerético. A colocação de uma nova camada resulta em um incremento permanente da tensão vertical ($\Delta\sigma'_v$).

As múltiplas passadas do rolo compactador na superfície de uma dada camada de solo são modeladas como um único ciclo de carregamento-descarregamento, no qual as tensões no ponto médio de todas as camadas colocadas no instante da compactação são sujeitas à aplicação e subsequente remoção da tensão vertical "equivalente" (equação (II.23)), calculada com base nas curvas $\Delta\sigma'_{h,ve,p}$ versus profundidade, para o correspondente estágio de compactação.

Este procedimento foi codificado no programa de computador NCOMP (SEED e DUNCAN, 1983). Na fig. II.19, apresentam-se os resultados da análise do exemplo anterior utilizando este programa. Mostra-se, na fig. II.19.a, a tensão horizontal pico calculada durante o último incremento de carregamento de compactação e também a tensão residual horizontal final atuante no contacto solo-muro ao término da obra.

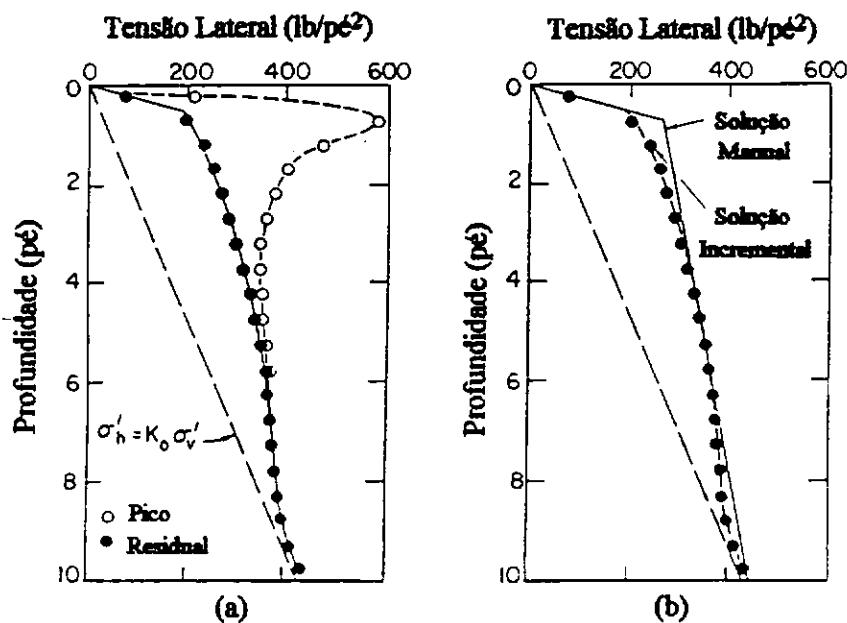


Fig. II.19 - Resultados do problema-exemplo: (a) tensão lateral de pico no último incremento de compactação e tensão residual horizontal final ao término da obra; (b) tensão residual final calculada utilizando a solução incremental versus a solução manual (apud DUNCAN e SEED, 1986).

II.4.4 - Procedimento simplificado para cálculo manual

Segundo DUNCAN e SEED (1986), para situações nas quais pelo menos uma curva similar de $\Delta\sigma'_{h,vc,p}$ versus profundidade pode ser adotada para todas as camadas, um procedimento simplificado, com base no procedimento proposto por SEED e DUNCAN (1986), pode ser utilizado. Este procedimento simplificado, descrito a seguir (todos os cálculos baseiam-se na geometria final do aterro), permite um cálculo manual e fornece resultados equivalentes ao procedimento incremental.

1. Primeiro, uma curva simples $\Delta\sigma'_{h,vc,p}$ versus profundidade é determinada. Os valores resultantes de $\Delta\sigma'_{h,vc,p}$ são então multiplicados por um fator F ($0 \leq F \leq 1$) expresso por

$$F = \frac{5^\alpha}{4} - 0,25 \quad (\text{II.25})$$

2. A curva resultante do passo (1.) é adicionada à tensão geostática obtendo-se a tensão horizontal residual:

$$\sigma'_{h,r} = K_0 \cdot \sigma'_v + F \cdot \Delta\sigma'_{h,vc,p} \quad (\text{II.26})$$

3. Próximo da superfície $\sigma'_{h,r}$ tem que ser reduzido tal que $\sigma'_{h,r} \leq K_1 \cdot \sigma'_v$.
4. Abaixo da profundidade onde tem-se o valor máximo de $\sigma'_{h,r}$ a variação desta tensão é modificada para um comportamento linear segundo

$$\Delta\sigma'_h = K_2 \cdot \Delta\sigma'_v \quad (\text{II.27})$$

onde, $K_2 = K_0 \cdot (1 - F)$

até que a linha K_0 seja interceptada. A partir desta interseção, a tensão horizontal de terra é simplesmente igual a K_0 vezes σ'_v .

Os resultados deste procedimento de cálculo manual são mostrados na fig. II.19.b. A concordância entre este método simplificado e o procedimento analítico incremental é geralmente boa quando se tem uma mesma curva $\Delta\sigma'_{h,v,c,p}$ versus profundidade para todas as camadas (DUNCAN e SEED, 1986).

II.4.5 - Cálculo manual de PECK e MESRI (1987)

Ao discutir o procedimento sugerido por DUNCAN e SEED (1986), PECK e MESRI (1987) apresentaram um procedimento para cálculo manual, com base no trabalho desses autores, mostrado na fig. II.20, para determinar a tensão horizontal induzida pela compactação no contato solo-muro, para solos com $c' = 0$.

Os diferentes trechos da curva mostrada na fig. II.20 são definidos conforme a seguir:

i) A tensão horizontal resultante da colocação do solo é expressa por

$$\sigma'_h = (1 - \sin(\phi')) \cdot \gamma \cdot z \quad (\text{II.28})$$

onde, ϕ' = ângulo de atrito efetivo do solo compactado,

γ = peso específico do solo compactado,

z = profundidade medida a partir da superfície final de compactação.

ii) Para pequenas profundidades, a tensão horizontal é limitada pela condição de ruptura passiva de Mohr-Coulomb expressa por

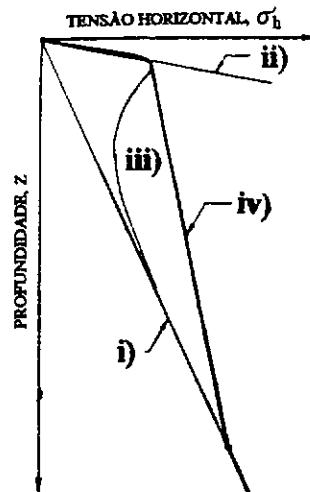


Fig. II.20 - Cálculo manual de σ'_h (apud PECK e MESRI, 1987).

$$\sigma'_h = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \cdot \gamma \cdot z \quad (\text{II.29})$$

iii) A tensão horizontal resultante da colocação do solo mais a tensão horizontal residual induzida pela compactação é expressa por

$$\sigma_h' = (1 - \sin(\phi')) \cdot \gamma \cdot z + \frac{1}{4} \left(5^{1,2 \cdot \sin(\phi')} - 1 \right) \cdot \Delta \sigma_h \quad (\text{II.30})$$

onde

$$\Delta \sigma_h = \frac{p}{\pi \cdot z} \left(\frac{1}{\left(1 + \left(\frac{z}{x_2} \right)^2 \right)^{3/2}} - \frac{1 - 2 \cdot \nu}{\left(1 + \left(\frac{z}{x_2} \right)^2 \right)^{1/2}} + \frac{z}{x_2} - \frac{1}{\left(1 + \left(\frac{z}{x_1} \right)^2 \right)^{3/2}} + \frac{1 - 2 \cdot \nu}{\left(1 + \left(\frac{z}{x_1} \right)^2 \right)^{1/2}} + \frac{z}{x_1} \right) \quad (\text{II.31})$$

x_1 = menor distância da carga linear ao muro,

x_2 = maior distância da carga linear ao muro,

$$p = \frac{W}{x_2 - x_1}$$

W = peso efetivo do compactador,

ν = coeficiente de Poisson expresso por

$$\nu = \frac{1 - \frac{3}{4} \sin(\phi')}{2 - \sin(\phi')} \quad (\text{II.32})$$

A tensão vertical induzida pela compactação é expressa por (MESRI e outros, 1993)

$$\Delta \sigma_v = \frac{p}{2 \cdot \pi \cdot z} \left(\frac{\left(\frac{z}{x_2} \right)^2}{\left(1 + \left(\frac{z}{x_2} \right)^2 \right)^{3/2}} + \frac{2}{\left(1 + \left(\frac{z}{x_2} \right)^2 \right)^{1/2}} - \frac{\left(\frac{z}{x_1} \right)^2}{\left(1 + \left(\frac{z}{x_1} \right)^2 \right)^{3/2}} + \frac{2}{\left(1 + \left(\frac{z}{x_1} \right)^2 \right)^{1/2}} \right) \quad (\text{II.33})$$

PECK e MESRI (1987) consideraram o muro na direção z e a carga linear na direção x. Integraram a equação, para carga pontual de Boussinesq no plano vertical sob a carga linear p obtendo-se a expressão de $\Delta\sigma_x$ (correspondente ao terreno livre). O valor de $\Delta\sigma_h'$ é considerado como o dobro de $\Delta\sigma_x$ de forma a se levar em consideração a não deflexão do muro de contenção.

Segundo PECK e MESRI (1987), neste procedimento, o solo foi considerado como um espaço semi-infinito e uniforme, já que os valores de $\Delta\sigma_h$, próximos da superfície de compactação, não são afetados pela presença de uma base rígida. Na fig. II.21, são mostradas as curvas $\Delta\sigma_h$ vs. profundidade usando a equação (II.31).

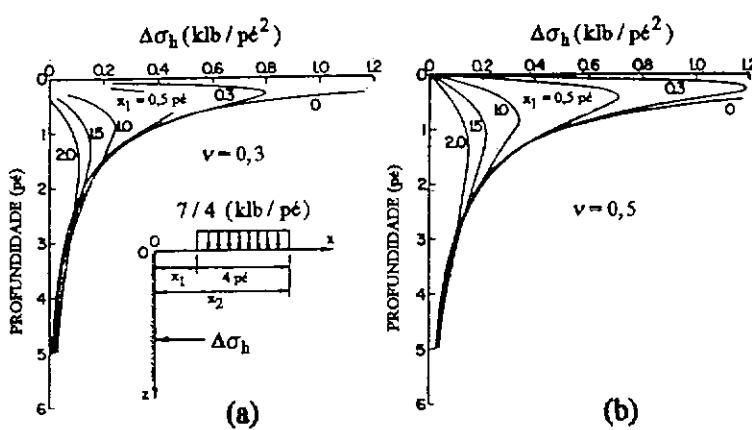


Fig. II.21 - Curvas $\Delta\sigma_h$ vs. profundidade utilizando a equação (II.31) (apud PECK e MESRI, 1987).

iv) A envoltória das tensões horizontais residuais resultante da compactação por etapa das camadas do solo é expressa por

$$\frac{\Delta\sigma'_h}{\Delta z} = \frac{1 - \operatorname{sen}(\phi')}{4} \left(5 - 5^{1.2 \operatorname{sen}(\phi')} \right) \cdot \gamma \quad (\text{II.34})$$

O ponto inicial da envoltória é calculado utilizando-se a equação (II.30). Finalmente, é importante ressaltar-se que o modelo de PECK e MESRI (1987) considera somente dois parâmetros do solo: o peso específico γ e o ângulo de atrito ϕ' .

II.4.6 - Procedimento gráfico de Duncan e outros (1991)

DUNCAN e outros (1991) indicam que o procedimento histerético proposto por DUNCAN e SEED (1986) é prático quando é usado com computador. Já os métodos manuais propostos por BROMS (1971), DUNCAN e SEED (1986) e PECK

e MESRI (1987) requerem bastante tempo (entre uma a duas horas) para solucionar casos simples. Assim sendo, para contornar estes problemas, DUNCAN e outros (1991) propõem usar gráficos e tabelas para determinar a tensão induzida pela compactação. Estes gráficos, segundo os autores de fácil utilização, foram obtidos usando-se o programa de computador EPCOMP2, o qual utiliza o modelo histerético proposto por DUNCAN e SEED (1986).

Os parâmetros utilizados no desenvolvimento destes gráficos foram obtidos a partir de correlações com o ângulo de atrito. Estas correlações são: a equação de JAKY (1944) expressa por

$$K_0 = 1 - \operatorname{sen}(\phi') \quad (\text{II.35})$$

para correlacionar K_0 e ϕ' para solos normalmente adensados, e a equação de MAYNE e KULHAWY (1982) expressa por

$$K = K_0 \cdot (\text{OCR})^{\operatorname{sen}(\phi')} \quad (\text{II.36})$$

onde OCR = relação de sobreadensamento,

para relacionar K e ϕ' para solos sobreadensados. Além destas equações, foram utilizados também os parâmetros α e β citados por DUNCAN e SEED (1986).

Em virtude da magnitude da tensão horizontal, calculada usando-se o modelo histerético, ser influenciada pelo valor do coeficiente de Poisson, este foi calculado utilizando-se a seguinte equação:

$$\nu = \nu_0 + \frac{1}{2}(0,5 - \nu_0) \quad (\text{II.37.a})$$

$$\text{ou } \nu = \frac{4 - 3 \cdot \operatorname{sen}(\phi')}{8 - 4 \cdot \operatorname{sen}(\phi')} \quad (\text{II.37.b})$$

com base nas seguintes considerações:

- i) a relação de JAKY (1944), eq. (II.35);
- ii) para condições geostáticas, considera-se válida a relação entre K_0 e ν_0 utilizada para materiais elásticos;

$$K_0 = \frac{\nu_0}{1 - \nu_0} \quad (\text{II.38})$$

- iii) considera-se $\nu = 0,5$ na ruptura;
- iv) o estado de tensões solo corresponde a um estado intermédio, entre a condição geostática e a ruptura.

Basicamente, este método gráfico consiste em: determinar a tensão horizontal induzida pela compactação, utilizando gráficos fornecidos pelos autores, para certas condições pré-estabelecidas (profundidade, largura do rolo compactador, distância a partir do muro ao rolo compactador, espessura da camada de solo a ser compactada, ângulo de atrito do solo e coesão). Para poder considerar as condições de outro problema qualquer, são introduzidos fatores de correção obtidos a partir de tabelas, também fornecidas pelo autor. Estes fatores de correção incluem: espessura da camada e distância a que se encontra o rolo compactador do muro, largura do rolo compactador e ângulo de atrito.

Para se poder comparar os resultados obtidos com este método gráfico, DUNCAN e outros (1991) apresentaram resultados de vários outros métodos conjuntamente com os do método gráfico, mostrados na fig. II.22. Pode ser observado nesta figura que os valores do método gráfico são concordantes com os valores calculados pelos outros procedimentos para o caso de $x = 1 \text{ ft}$ ($0,30 \text{ m}$) (fig. II.22.b), enquanto que, quando o rolo apresenta-se posicionado junto ao muro, fig. II.22.a, diferem dos resultados obtidos com a solução incremental (cálculo utilizando EPCOMP 2).

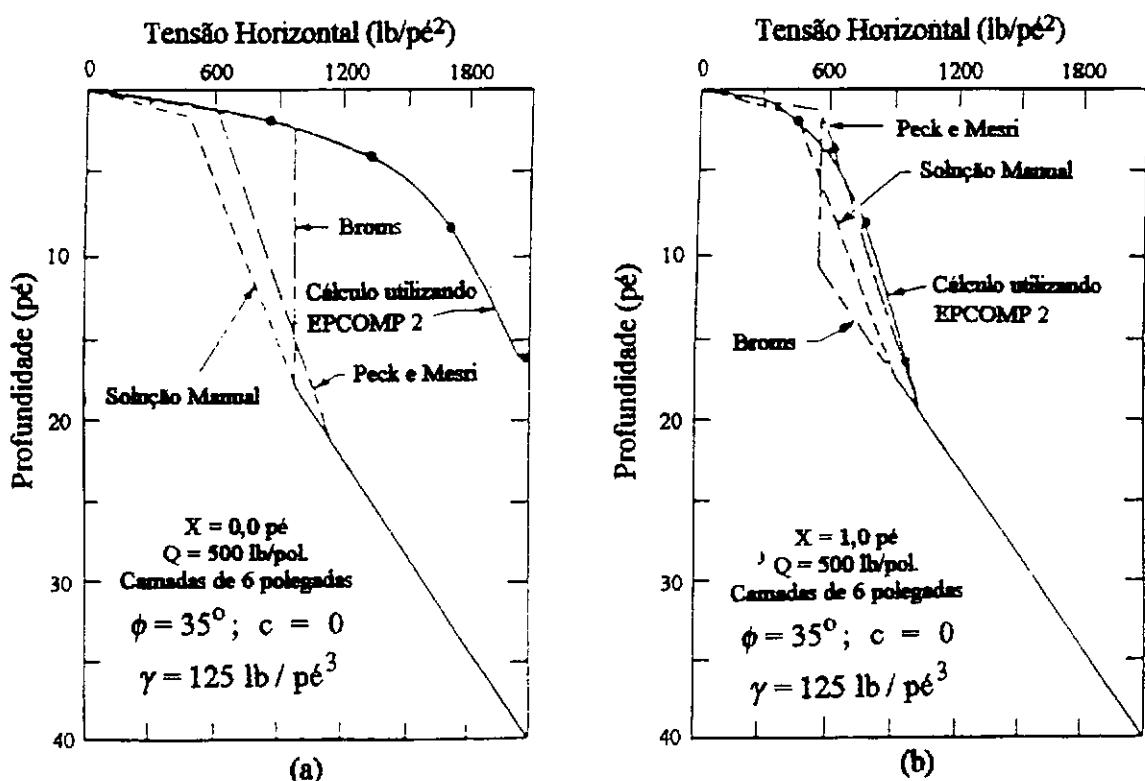


Fig. II.22 - Comparação de tensões induzidas pela compactação calculadas utilizando métodos simplificados e a análise histerética (apud DUNCAN e outros, 1991).

II.5 - GENERALIZAÇÃO DO MODELO DE DUNCAN E SEED (1986)

A condição real de operações de campo, de colocação e compactação das camadas de solo é simulada, utilizando o método dos elementos finitos, através das seguintes etapas: (1) colocação de camadas de solo; (2) compactação da camada; (3) colocação seqüencial de novas camadas e compactação; e (4) aplicação de carregamento externo no solo compactado e/ou estrutura (SEED e DUNCAN, 1986). O procedimento numérico permite ainda a consideração da possibilidade da movimentação horizontal da massa de solo (condições diferentes da K_0).

Segundo SEED e DUNCAN (1986), o procedimento numérico empregado permite modelarem-se as múltiplas passadas da carga de compactação, em uma dada etapa construtiva, por uma única solução incremental, o que realça a eficiência computacional deste método.

Para se representar o comportamento tensão-deformação do solo (programa SSCOMP - SEED e DUNCAN, 1984), dois modelos são empregados nestas análises: (1) a formulação hiperbólica de DUNCAN e outros (1980) modificada por SEED e DUNCAN (1984) e (2) o modelo geral histerético de carregamento - descarregamento (SEED e DUNCAN, 1986), descritos a seguir.

II.5.1 - Modelo geral hiperbólico para tensão-deformação e módulo volumétrico

Segundo citam SEED e DUNCAN (1984), a versão modificada do modelo hiperbólico corresponde ao modelo proposto por DUNCAN e outros (1980), sendo que o modelo original foi modificado para: a) proporcionar uma melhor modelagem do módulo volumétrico para baixos níveis de tensão e para baixos níveis de tensões confinantes, b) proporcionar uma melhor modelagem do comportamento do solo durante o descarregamento-recarregamento e c) eliminar a instabilidade computacional decorrente de alívio de tensões. Cabe notar-se, segundo indicam os autores, que estas modificações não exigem a alteração dos parâmetros do solo.

O modelo original considera que as curvas tensão-deformação podem ser representadas usando hipérboles como é mostrado na fig. II.23.a.

O módulo elástico tangente fica expresso por

$$E_t = E_i \cdot (1 - R_f \cdot SL)^2 \quad (\text{II.39.a})$$

onde o nível de tensões, SL, atingido é definido como

$$SL = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{rup}}} \quad (\text{II.39.b})$$

R_f = relação de ruptura, expressa por

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{rup}}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \quad (\text{II.39.c})$$

onde: $(\sigma_1 - \sigma_3)_{rup}$ é a tensão desvio na ruptura para o mesmo valor de tensão confinante σ_3 ,

$$E_i = K \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (\text{II.39.d})$$

onde: K , n = parâmetros adimensionais,
 P_a = pressão atmosférica.

O módulo elástico tangencial expresso desta forma aumenta de valor com o incremento de σ_3 e diminui de valor com o aumento de SL.

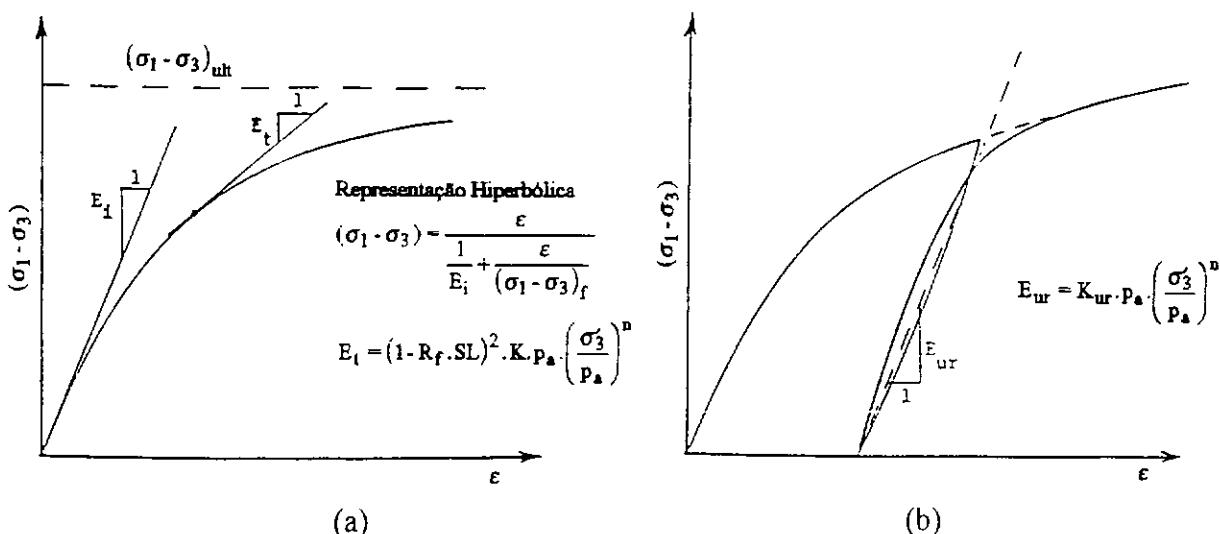


Fig. II.23 - Representação hiperbólica do comportamento tensão-deformação:
(a) carregamento primário; (b) descarregamento-recarregamento (apud SEED e DUNCAN, 1984).

Descarregamento é modelado como elástico linear, fig. II.23.b. O módulo elástico descarregamento-recarregamento é expresso por

$$E_{ur} = K_{ur} \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma'_3}{P_a} \right)^n \quad (\text{II.40})$$

onde K_{ur} = parâmetro adimensional.

O módulo volumétrico considera-se independente do nível de tensões sendo expresso por

$$B = K_B \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma'_3}{P_a} \right)^m \quad (\text{II.41})$$

onde K_B e m = parâmetros adimensionais.

Este módulo volumétrico na versão modificada é forçado a ser maior ou igual a um valor limite inferior expresso por

$$B_{\min} = \left(\frac{E_t}{3} \right) \left(\frac{2 - \sin(\phi')}{\sin(\phi')} \right) \quad (\text{II.42})$$

Esta modificação tem como objetivo forçar o coeficiente de Poisson a ser maior ou igual a

$$\nu_{\min} \geq \frac{K_0}{1 + K_0} \quad (\text{II.43})$$

onde $K_0 = 1 - \sin(\phi')$,

sendo que o módulo volumétrico e o coeficiente de Poisson estão relacionados por

$$\nu = \frac{3 \cdot B - E_t}{6 \cdot B} \quad (\text{II.44})$$

Segundo SEED e DUNCAN (1984), estas restrições servem para prevenir a tendência do modelo em subestimar as tensões horizontais em elementos de solo com pequenas tensões de confinamento e baixos níveis de tensão.

Ainda, segundo SEED e DUNCAN (1984), a modificação mais significativa do modelo é a correspondente ao descarregamento-recarregamento.

O modelo diferencia o carregamento primário (carregamento correspondente a um nível de tensões igual ou superior a todos anteriormente atuantes) do descarregamento -recarregamento, utilizando a seguinte expressão para definir o estado de tensões:

$$SS = SL_4 \sqrt{\frac{\sigma'_3}{P_a}} \quad (\text{II.45})$$

Adicionalmente ao estado de tensões SS, foi incluída uma modificação para eliminar a descontinuidade abrupta existente no ponto de transição do módulo elástico

tangente correspondente ao carregamento primário (E_i) para o módulo elástico descarreg.-recarregamento (E_{ur}), fig. II.24.a. Esta modificação consiste em estabelecer uma transição linear entre E_i e E_{ur} , fig. II.24.b.

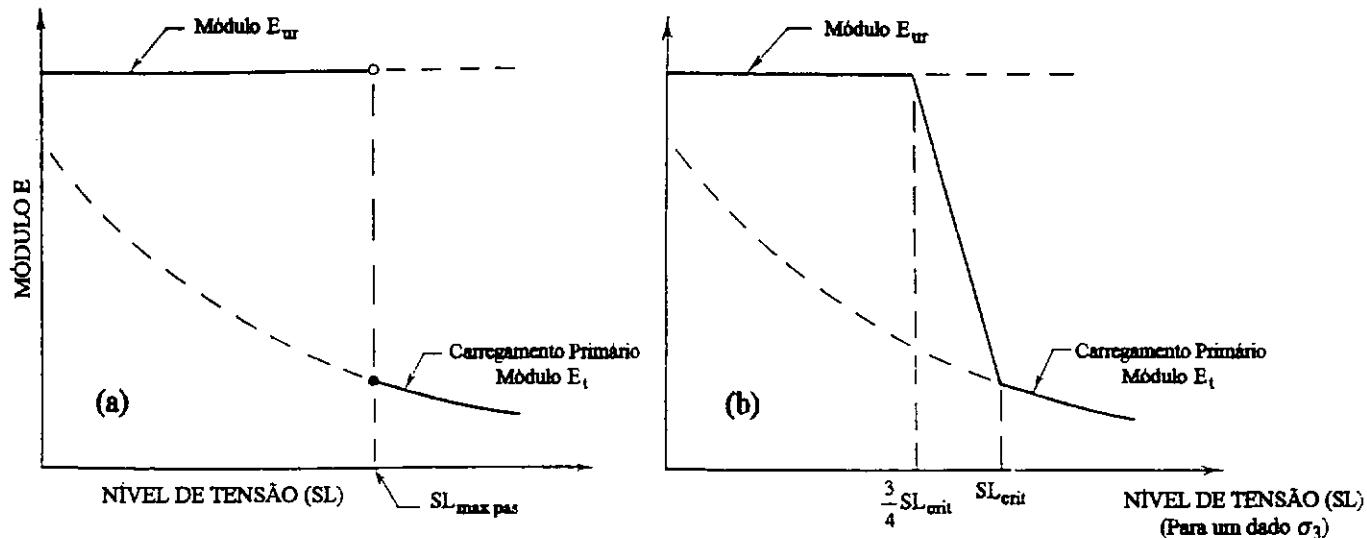


Fig. II.24 - Modelo elástico descarregamento-recarregamento (apud SEED e DUNCAN, 1984).

Assim sendo, no novo modelo, define-se o módulo elástico do solo como a seguir:

1. A transição do descarregamento-recarregamento para o carregamento primário é determinada com base no estado de tensões SS. Conhecido o estado de tensões ($SS_{max\ past}$) para o qual o carregamento primário se inicia, o nível de tensões (SL_{crit}) no qual o carregamento primário se inicia para uma dada tensão de confinamento σ'_3 pode ser calculado utilizando-se

$$SL_{crit} = \frac{SS_{max\ past}}{\sqrt[4]{\frac{\sigma'_3}{P_a}}} \quad (II.46)$$

2. Quando $SL \geq SL_{crit}$, E_i é calculado usando-se a equação (II.39.a).
3. Quando $SL \leq (3/4).SL_{crit}$, E_{ur} é calculado usando-se a equação (II.40).
4. Quando $(3/4).SL_{crit} < SL < SL_{crit}$, o módulo usado é obtido através de uma interpolação linear entre os valores de E_{ur} para $(3/4).SL_{crit}$ e E_i para SL_{crit} como é mostrado na fig. II.24.b.

II.5.2 - Modelo geral histerético de carregamento-descarregamento

Segundo SEED e DUNCAN (1986), o modelo geral histerético de carregamento-descarregamento é uma extensão do modelo histerético para condições K_0 de carregamento, proposto por DUNCAN e SEED (1986), item II.4 desta tese.

A fig. II.25 ilustra as principais características do modelo geral histerético na sua forma mais simples: K_0 carregamento-descarregamento.

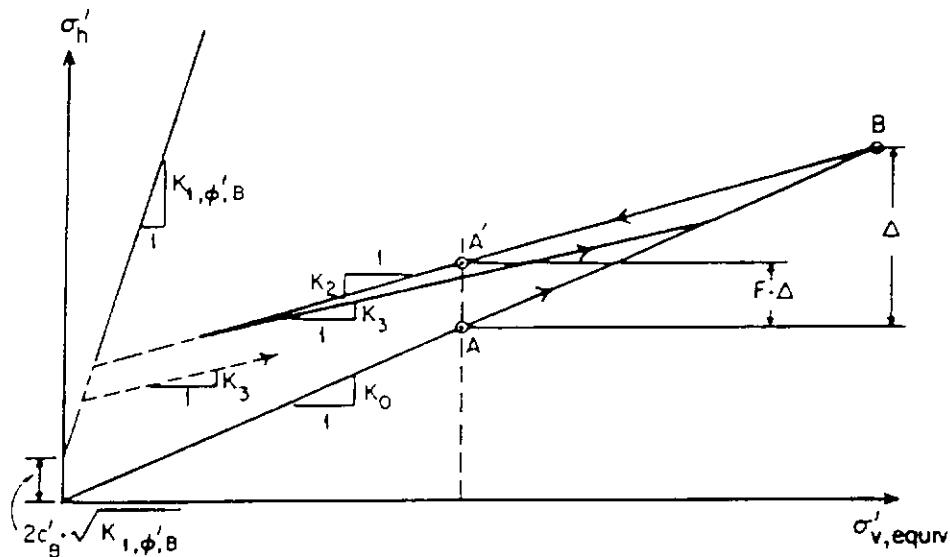


Fig. II.25 - Componentes básicos do modelo geral histerético (apud SEED e DUNCAN, 1986).

Carregamento primário segue um caminho de tensões linear segundo

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v \quad (\text{II.47})$$

Descarregamento segue um caminho linear de tensões, sem levar em conta a história de tensões segundo

$$\Delta\sigma'_h = K_2 \cdot \Delta\sigma'_v \quad (\text{II.48})$$

onde K_2 = coeficiente de empuxo no descarregamento.

Descarregamento resulta em uma relaxação lateral de tensões, porém alguma fração (F) desta tensão horizontal de pico induzida durante o carregamento é retida como incremento de tensão horizontal residual. F para uma mesma tensão vertical inicial pode ser expresso por

$$F = 1 - \frac{K_2}{K_0} \quad ; \quad 0 \leq F \leq 1 \quad (\text{II.49})$$

Descarregamento é sujeito à mesma condição limite K_1 , semelhante ao modelo histerético K_0 .

Recarregamento segue um caminho linear de tensões, sem considerar a história de tensões segundo

$$\Delta\sigma'_h = K_3 \cdot \Delta\sigma'_v \quad (\text{II.50})$$

onde, K_3 = coeficiente de empuxo no recarregamento.

Este caminho linear de tensões prossegue no recarregamento até alcançar a linha K_0 , onde, a partir da qual, o carregamento passa a ser considerado virgem. O recarregamento resulta em um menor incremento de tensões horizontais do que o que se verifica durante um carregamento virgem (considerando-se um mesmo incremento de tensão vertical).

A fig. II.26 exemplifica a condição singular de exceção à regra de que o descarregamento segue o caminho de tensões definido pela equação (II.48) ou controlado pela condição limite K_1 .

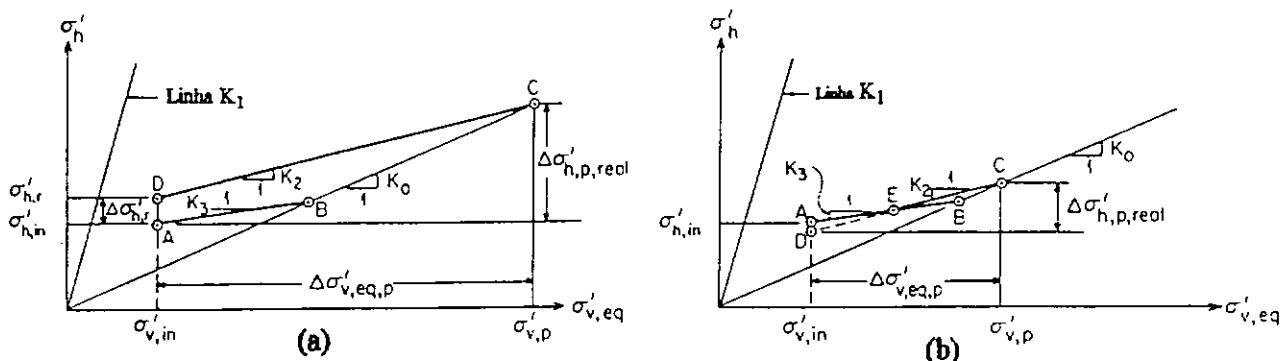


Fig. II.26 - Modelagem histerética do carregamento-descarregamento para uma mesma tensão inicial vertical equivalente: (a) ciclo com incremento positivo da tensão residual horizontal; (b) ciclo com incremento negativo da tensão residual horizontal (apud SEED e DUNCAN, 1986).

Na fig. II.26.a, o solo em um estado inicial de tensões representado pelo ponto A é carregado até o ponto B e, logo, até o ponto C e, então, é descarregado até a condição inicial de σ'_v , resultando em um incremento da tensão horizontal residual $\Delta\sigma'_{h,r}$. Na fig. II.26.b, o solo é carregado da mesma forma que no caso anterior (fig. II.26.a), porém o pico de tensões (ponto C) é menor do que o alcançado

anteriormente. Assim, o descarregamento subsequente até a condição inicial σ'_v pode resultar em um decréscimo da tensão residual horizontal (ponto D) inferior ao estado de tensões definido pelo ponto A. De forma a evitar que tal aconteça, a modelagem considera como limite inferior para o descarregamento o ponto A, conforme apresentado na fig. II.26.b.

Segundo SEED e DUNCAN (1986), para se estender o modelo histerético K_0 para o caso geral de tensões induzidas pela compactação sob condições diferentes à de K_0 , é necessário definirem-se dois tipos de tensões horizontais: a tensão horizontal geostática ($\sigma'_{x,0}$) e a tensão horizontal induzida pela compactação ($\sigma'_{x,c}$).

Tensões horizontais geostáticas ($\sigma'_{x,0}$) são as tensões horizontais atuantes em qualquer ponto da massa, resultantes da adição de novas camadas de solo.

$\sigma'_{x,c}$ são os acréscimos de tensões horizontais induzidas pela compactação.

As tensões horizontais globais (σ'_x), em qualquer ponto, são consideradas como a soma das tensões horizontais geostáticas e a parcela induzida pela compactação

$$\sigma'_x = \sigma'_{x,0} + \sigma'_{x,c} \quad (\text{II.51})$$

Segundo SEED e DUNCAN (1986), a abordagem da divisão das tensões horizontais em dois efeitos independentes foi estabelecida por simples conveniência analítica.

O modelo histerético, sob condições K_0 , pode ser estabelecido em termos de $\sigma'_{x,0}$ e $\sigma'_{x,c}$ considerando-se que $\sigma'_{x,0}$ é igual a $K_0 \cdot \sigma'_v$ e que $\sigma'_{x,c}$ é a parcela em excesso a $\sigma'_{x,0}$.

O passo final na transformação do modelo histerético K_0 em um modelo geral adequado para condições não- K_0 é efetuado representando-se a tensão vertical real por uma tensão vertical equivalente definida com base na tensão horizontal.

Segundo SEED e DUNCAN (1986), o modelo geral histerético proporciona as bases para a avaliação da tensão horizontal para qualquer estágio de carregamento-descarregamento, seja em condições K_0 ou não. A seguir, listam-se as características básicas desta modelagem:

1. Descarregamento a partir do pico de carga resulta em uma relaxação parcial do pico de tensões horizontais induzidas e uma fração (F) deste pico é retida como tensão residual.
2. Recarregamento resulta em um menor incremento da tensão horizontal que no carregamento primário.
3. As tensões geostáticas aumentam como resultado do incremento de camadas de solo; recarregamento resulta em tensões induzidas pela compactação; e posterior carregamento corresponde a carregamento virgem.
4. Descarregamento é sujeito à condição limite tipo K_1 .

5. Ciclos de carregamento-descarregamento com a mesma tensão vertical inicial e final resultam em um decréscimo da tensão horizontal em caso de existir deformação lateral do solo e/ou deformações estruturais.

O modelo geral histerético desempenha as seguintes funções na metodologia incremental proposta para elementos finitos: **i)** proporciona as bases para o controle das tensões induzidas pela compactação e **ii)** controla a interação entre as tensões geostáticas e as tensões induzidas pela compactação, para quantificar os efeitos histeréticos nas mudanças do estado de tensões (SEED e DUNCAN, 1986).

II.5.2.1 - Implementação das tensões induzidas pela compactação na análise incremental

Segundo SEED e DUNCAN (1986), ambas, a tensão horizontal de pico e a tensão residual induzida pela compactação; são modeladas nas bases do incremento da tensão horizontal induzida pela compactação virgem ($\Delta\sigma'_{x,vc,p}$), a qual é definida, item II.4.1, como o máximo incremento de tensão horizontal induzida, num determinado ponto, pelo posicionamento mais crítico de uma carga superficial de compactação, considerando o solo previamente não compactado. Segundo os autores, $\Delta\sigma'_{x,vc,p}$, que é independente da história de tensões, pode ser calculado usando-se uma simples análise linear elástica e ser introduzido em cada elemento do solo durante cada incremento da compactação.

O uso de $\Delta\sigma'_{x,vc,p}$ permite considerar-se o carregamento de compactação como uma carga superficial transiente, de extensão lateral finita, sendo os efeitos da compactação em uma ou várias passadas sobre uma porção específica da superfície do terreno também considerados.

A tensão inicial horizontal residual é determinada em qualquer ponto do solo durante a fase inicial da compactação usando-se:

$$\sigma'_{x,r} = \max \begin{cases} \sigma'_{x,0} + F \cdot (\sigma'_{x,p} - \sigma'_{x,0}) & \text{ou} \\ \sigma'_{x,0} + \sigma'_{x,c,old} \end{cases} \quad (\text{II.52})$$

onde $\sigma'_{x,0}$ = parcela geostática da tensão efetiva horizontal,

$\sigma'_{x,c,old}$ = parcela da tensão efetiva horizontal induzida pela compactação anteriormente ao novo incremento de compactação,

F = parcela do incremento da tensão de pico retida como tensão residual,

$\sigma'_{x,p}$ = tensão efetiva horizontal de pico durante a compactação, expressa por

$$\sigma'_{x,p} = \max \begin{cases} \sigma'_{x,0} + \Delta\sigma'_{x,vc,p} & \text{ou} \\ \sigma'_{x,0} + \sigma'_{x,c,old} + \left(\frac{K_3}{K_0}\right) \cdot \Delta\sigma'_{x,vc,p} \end{cases} \quad (\text{II.53})$$

O valor de $\sigma'_{x,r}$ está sujeito às seguintes condições:

1. O incremento na tensão horizontal residual induzido pela compactação no interior da massa de solo é limitado, tal que o valor de σ'_1 / σ'_3 não exceda o valor de $K_{1,3}$ (parâmetro do modelo a ser discutido no próximo item II.5.2.3).
2. O incremento na tensão horizontal residual induzido pela compactação é limitado pelo nível de tensões atingido, tal que este nível não ultrapasse o valor de 0,85. (Define-se como nível de tensões a relação entre a tensão máxima desviatórica e a tensão desviatórica requerida para que o solo rompa segundo o critério de ruptura de Mohr-Coulomb).

Por outro lado, o incremento resultante nas tensões horizontais também afeta as tensões normais nas demais direções. Então, para se manter o equilíbrio vertical e horizontal considera-se, durante todos os estágios da análise, o seguinte:

- (1) Na parte inicial do incremento de compactação (antes de resolver o sistema de equações), tanto σ'_y como τ_{xy} mantêm-se constantes em qualquer ponto e (2) o incremento residual em σ'_x , resultante da compactação, é associado a forças nodais horizontais aplicadas nas fronteiras da massa do solo.

Os efeitos de incrementar a tensão horizontal σ'_x mantendo constantes σ'_y e τ_{xy} são: (1) rotação da tensão principal maior aproximando-se da direção horizontal; (2) incremento na tensão principal cujo sentido é mais próximo da horizontal; e (3) um menor incremento da tensão principal cujo sentido é mais próximo da direção vertical.

II.5.2.2 - Controle das tensões horizontais induzidas pela compactação durante os incrementos

Além de estabelecer a magnitude da tensão horizontal residual induzida pela compactação durante os estágios iniciais do incremento de compactação (SEED e DUNCAN, 1986), o modelo histerético geral atua como um filtro controlando e modificando a fração da tensão horizontal induzida pela compactação nos elementos do solo em todos os estágios da análise. Isto envolve o acompanhamento de dois tipos de variações nas tensões horizontais:

a) Incremento na tensão horizontal geostática

Todos os incrementos de σ'_x , em qualquer estágio da análise (exceto para o incremento da tensão induzida pela compactação que é efetuado diretamente por

carregamentos nos pontos nodais da malha), são considerados como um incremento da tensão horizontal geostática. Embora a contribuição de $\sigma'_{x,c}$ para σ'_x seja continuamente monitorada, o procedimento de solução utilizado pelo método dos elementos finitos para calcular estes incrementos de tensão horizontal não é afetado pela natureza das tensões horizontais envolvidas (geostáticas versus induzidas pela compactação) e, desta forma, não leva em consideração o fato de que tais incrementos constituem "recarregamento" histerético se a componente de tensão induzida pela compactação estiver presente.

Subseqüente à solução da rigidez global e das equações de deslocamentos, para qualquer incremento, os incrementos resultantes calculados em σ'_x (considera-se que representam incremento de $\sigma'_{x,0}$) são usados para calcular, utilizando-se o modelo geral histerético, um decréscimo associado da parcela da tensão horizontal induzida pela compactação ($\sigma'_{x,c}$) a um novo valor definido pela equação abaixo:

$$\sigma'_{x,c,new} = \max \begin{cases} \sigma'_{x,c,old} - \Delta\sigma'_{x,0} \frac{K_0 - K_3}{K_0} & \text{ou} \\ 0 & \end{cases} \quad (\text{II.54})$$

Para se manter o equilíbrio em todas as fronteiras onde forças nodais foram previamente aplicadas diretamente para modelar o incremento das tensões induzidas pela compactação, forças nodais apropriadas terão que ser aplicadas com o sinal contrário para representar esta redução em $\sigma'_{x,c}$.

b) Decréscimo das tensões horizontais

Segundo indicam SEED e DUNCAN (1986), quando a solução da rigidez global e das equações de deslocamentos resulta em um decréscimo em σ'_x , considera-se que este decréscimo seja devido às parcelas geostática e induzida pela compactação das tensões horizontais pré-existentes em proporção direta à contribuição de cada uma delas nas tensões horizontais globais.

A magnitude deste decréscimo líquido das tensões horizontais globais (σ'_x) não é influenciada pela proporção existente entre a tensão horizontal geostática e a induzida pela compactação (SEED e DUNCAN, 1986).

II.5.2.3 - Determinação dos parâmetros do modelo geral histerético

Seis parâmetros são empregados no modelo geral histerético: K_0 , $K_{1,\phi',B}$, c'_B , K_2 (ou F) e K_3 . Estes parâmetros estão descritos na tab. II.2 e ilustrados na fig. II.25.

Os parâmetros usados nos tipos de análise propostos pelos autores devem representar as propriedades do solo após compactado, já que, em uma camada sujeita a

múltiplos ciclos de compactação, as propriedades do solo correspondentes ao estado compactado dominam o comportamento do solo.

Tab. II.2 - Parâmetros do modelo geral histerético (apud SEED e DUNCAN, 1986).

| Parâmetro | Denominação | Limites | Método de estimativa baseado em ϕ' |
|------------------|--|-------------------------|---|
| K_0 | Coeficiente de empuxo no repouso | $0 \leq K_0 \leq 1$ | $K_0 = 1 - \text{sen}(\phi')$ |
| $K_{1,\phi',B}$ | Componente de atrito do coeficiente K_0 | $K_0 \leq K_1 \leq K_p$ | $K_{1,\phi',B} = \frac{2}{3} \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi'}{2}\right)$ |
| c'_B | Coesão | $c'_B \geq 0$ | $c'_B = 0,8.c'$ |
| F ou K_2 | Fração da tensão pico retida como tensão residual | $0 \leq F \leq 1$ | F (ou K_2) pode ser escolhido tal que o descarregamento bilinear intercepte o descarregamento não-linear em um valor adequado de OCR (5) Recomendado: |
| | Coeficiente de empuxo no descarregamento ($K_2 = K_0 \cdot (1 - F)$) | $K_0 \geq K_2 \geq 0$ | $F = 1 - \frac{\text{OCR} - \text{OCR}^\alpha}{\text{OCR} - 1}$ |
| K_3 | Coeficiente de empuxo no recarregamento | $0 \leq K_3 \leq K_0$ | $K_3 \approx K_2$ |

Dois destes parâmetros, $K_{1,\phi',B}$ e c'_B , definem o coeficiente limite de descarregamento $K_{1,B}$ expresso por

$$K_{1,B} = K_{1,\phi',B} + \frac{2 \cdot c'_B}{\sigma'_3} \sqrt{K_{1,\phi',B}} \quad (\text{II.55})$$

Segundo SEED e DUNCAN (1986), melhores resultados foram obtidos nas análises de tensões induzidas pela compactação quando se considerou $K_2 = K_3$. Levando-se em consideração que K_2 e F estão relacionados pela equação (II.49), somente é necessária, para a análise, a determinação de quatro parâmetros: K_0 , $K_{1,\phi',B}$, c'_B , K_2 .

Estes parâmetros podem ser determinados através de ensaios de carga e descarga na condição K_0 ou utilizando correlações empíricas com base no ângulo de atrito do solo ϕ' , mostradas na tab. II.2. Cabe notar, segundo Seed e Duncan, que, mesmo sendo os parâmetros obtidos a partir de condições K_0 , estes podem ser utilizados para análise de condições não- K_0 .

A fig. II.27 ilustra o uso de ensaios K_0 para determinação destes parâmetros. Uma aproximação bilinear (linha segmentada) do caminho de tensões de descarregamento (não linear) pode ser definida. Segundo experiência de SEED e DUNCAN (1986), a linha de descarregamento K_2 geralmente intercepta a curva de descarregamento para um valor de OCR compreendido entre 4 e 5. Assim sendo, Seed e Duncan adotaram

$$K_{1,\phi',B} = \left(\frac{2}{3}\right) \cdot K_{1,\phi'} \quad (\text{II.56})$$

$$e \quad c'_B = 0,8 \cdot c' \quad (\text{II.57})$$

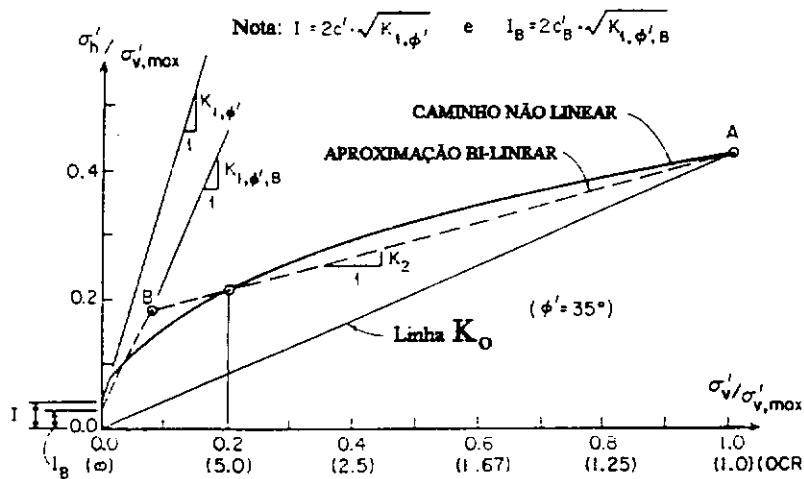


Fig. II.27 - Aproximação bilinear do descarregamento (apud SEED e DUNCAN, 1986).

Segundo Seed e Duncan, a aproximação bilinear da condição limite K_1 , subestima deliberadamente a condição real K_1 para compensar a tendência da linha K_2 , de sobre-estimar a tensão horizontal para altos valores de OCR.

Utilizando-se as correlações empíricas baseadas em ϕ' para determinação dos parâmetros do modelo, é necessária a determinação do valor de α (coeficiente de descarregamento na condição K_0). SEED e DUNCAN (1986) sugerem as correlações propostas em SEED e DUNCAN (1983) e DUNCAN e SEED (1986) ou MAYNE e KULHAWY (1982).

II.5.2.4 - Modelagem de um ciclo múltiplo de compactação com um único incremento

O incremento das tensões horizontais induzidas pela compactação, em uma massa de solo, pode levar a acréscimos das tensões no contato solo-estrutura. Estes

acréscimos podem levar a deformações estruturais as quais, por sua vez, podem aliviar os acréscimos das tensões horizontais.

Já as múltiplas passadas de uma carga superficial de compactação reintroduzem continuamente acréscimos das tensões horizontais, que, por sua vez, provocam seguidas deflexões estruturais as quais conduzem a um alívio de tensões em regiões próximas da superfície de compactação. Tal processo desenvolve-se de forma que as múltiplas passadas da carga de compactação comportam-se como uma solicitação estacionária (as tensões horizontais se manterão constantes) na região próxima à superfície de compactação, onde as tensões horizontais induzidas pela compactação são significativamente maiores quando comparadas com as tensões geostáticas (SEED e DUNCAN, 1986). Já para grandes profundidades, segundo Seed e Duncan, as deflexões induzidas pela compactação podem causar uma redução tanto nas tensões horizontais geostáticas como nas tensões induzidas pela compactação.

Para se modelar esta solicitação cíclica de carregamento por um único incremento, SEED e DUNCAN (1986) consideraram que, a partir da superfície do terreno até uma determinada profundidade a ser especificada diretamente, tanto as tensões horizontais induzidas pela compactação como as correspondentes cargas pontuais nodais por elementos finitos (para um dado incremento de compactação) são devidas a um carregamento permanente.

Assim sendo, todos os elementos acima da superfície especificada são considerados, no incremento de compactação, com módulo elástico desprezível, sendo calculados os deslocamentos induzidos pela compactação em todos os pontos da massa de solo sem mudança alguma do estado de tensões, como resultado destes deslocamentos, até a profundidade especificada.

A profundidade da influência do carregamento permanente não precisa ser necessariamente um plano horizontal. Esta profundidade pode variar através da malha de elementos finitos. SEED e DUNCAN (1986) sugerem, baseados em vários estudos bem documentados realizados no campo, que se considere a influência da carga permanente até uma profundidade igual a

$$h = \frac{\Delta\sigma'_{x,vc,p}}{K_0 \cdot \gamma_m} \quad (\text{II.58})$$

onde h = profundidade de influência,

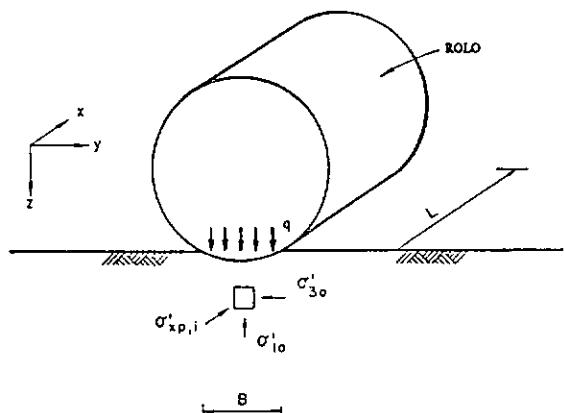
γ_m = peso específico do solo.

II.6 - UM PROCEDIMENTO PARA A DETERMINAÇÃO DE $\sigma'_{x,vc,p}$ NO INTERIOR DA MASSA DO ATERRO COMPACTADO

EHRLICH (1994) discute o procedimento adotado por Duncan e Seed para o cálculo de $\sigma'_{x,vc,p}$. Para o cálculo das tensões induzidas pela compactação, a modelagem utiliza a teoria da elasticidade e considera o rolo como uma carga superficial finita linearmente distribuída. Já que geralmente o rolo guarda certo distanciamento da face durante a operação de compactação, este procedimento pode ser considerado razoável para a determinação das tensões induzidas no contato solo-estrutura. No entanto, nos demais pontos no interior de cada camada de aterro, esta modelagem, com base na teoria da elasticidade, apresenta-se inadequada. No interior do aterro, as tensões máximas induzidas verificam-se durante a compactação de cada uma destas camadas, próximas ao contato solo-rolo.

EHRLICH e MITCHELL

(1994) assinalam que, sob o rolo, o solo apresenta-se plastificado próximo à superfície. Considerando que a plastificação dá-se sob condição de deformação plana ($\varepsilon_x = 0$), EHRLICH e MITCHELL (1994) efetuaram o seguinte desenvolvimento analítico (fig. II.28),



$$\sigma'_{x,vc,p} (= \sigma'_{xp,i}) = v_0 \cdot (\sigma'_{3a} + \sigma'_{1a}) \quad (II.59)$$

Fig. II.28 - Tensões no contato solo-rolo (apud EHRLICH e MITCHELL, 1994).

$$\sigma'_{3a} = K_a \cdot \sigma'_{1a} \quad (II.60)$$

onde σ'_{1a} e σ'_{3a} são as tensões principais maior e menor, respectivamente na zona plástica (zona ativa).

Considerando que a tensão principal vertical σ'_{1a} é igual à capacidade de carga q do solo abaixo do rolo compactador, $\sigma'_{x,vc,p}$ será igual a (desconsiderando o peso próprio do solo nesta zona plástica),

$$\sigma'_{x,vc,p} = v_0 \cdot (1 + K_a) \cdot q \quad (II.61)$$

onde, $K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi'}{2}\right)$ é o coeficiente de empuxo ativo.

A capacidade de carga q de solos não-coesivos pode ser calculada usando-se a seguinte expressão,

$$q = \frac{1}{2} \gamma' \cdot B \cdot N_y \quad (\text{II.62})$$

onde γ' = peso específico do solo,
 B = largura do rolo,
 N_y = fator de capacidade de carga.

No contato solo-rolo, tem-se

$$\sigma_{ave} = \frac{Q}{B \cdot L} \quad (\text{II.63})$$

onde: σ_{ave} = tensão média no contato solo-rolo,
 Q = força de operação máxima do rolo,
 L = comprimento do rolo,
 B = largura da área de contato solo-rolo.

Considerando-se a condição de equilíbrio no contorno de problema, tem-se

$$\sigma_{ave} = q \quad (\text{II.64})$$

Então, rearranjando-se as equações (II.61), (II.62), (II.63) e (II.64), com a eliminação de B , tem-se

$$\sigma'_{x,vc,p} = \nu_0 \cdot (1 + K_a) \cdot \left(\frac{1}{2} \gamma' \cdot Q \frac{N_y}{L} \right)^{1/2} \quad (\text{II.65})$$

II.6.1- Uma extensão da proposta de EHRLICH e MITCHELL (1994) para condições não-drenadas

A proposta de EHRLICH e MITCHELL (1994) para o cálculo de $\sigma'_{x,vc,p}$, apresentada no item II.6 desta tese, aplica-se exclusivamente para materiais granulares. Para se poder fazer uso da mesma proposta para análise, via tensões totais, de aterros de solos com elevada percentagem de finos, foi feita uma extensão da proposta desses autores da seguinte forma: Primeiramente, utilizou-se a equação (II.59) em função de tensões totais, ou seja:

$$\sigma_{x,vc,p} = \nu \cdot (\sigma_{3a} + \sigma_{1a}) \quad (\text{II.66})$$

Considerando-se a plastificação do material abaixo do rolo, tem-se

$$\sigma_{1a} - \sigma_{3a} = 2.s_u \quad (\text{II.67})$$

onde s_u = resistência ao cisalhamento não drenada.

Desprezando-se as tensões devido ao peso próprio, tem-se abaixo do rolo compactador

$$\sigma_{1a} = q \quad (\text{II.68})$$

sendo q a capacidade de carga de contato solo-rolo.

Daí, rearranjando-se as equações (II.66), (II.67) e (II.68), tem-se,

$$\sigma_{x,vc,p} = 2.\nu.(q - s_u) \quad (\text{II.69})$$

Segundo PRANDTL (1920), tem-se

$$q = 5,14.s_u \quad (\text{II.70})$$

e para $\nu = 0,5$, tem-se

$$\sigma_{x,vc,p} = 4,14.s_u \quad (\text{II.71})$$

A partir desta eq. (II.71), pode-se indicar que a tensão induzida pela compactação em condições próximas da não-drenada é função somente da resistência ao cisalhamento não-drenada s_u .

II.6.2 - Profundidade plastificada

A seguir, desenvolver-se-ão expressões para o cálculo da profundidade da zona plastificada, abaixo do rolo compactador.

II.6.2.1 - Condição drenada

Utilizando-se a solução elástica para cálculo da tensão horizontal induzida por um carregamento vertical p , linear e infinito, a uma profundidade z (POULOS e DAVIS, 1974), sendo ν é o coeficiente de Poisson, tem-se

$$\sigma_{x,vc,p} = \frac{2 \cdot p \cdot v}{\pi \cdot z} \quad (\text{II.72})$$

Igualando-se as equações (II.65) e (II.72), obtém-se a seguinte expressão para a determinação da profundidade plastificada, z_p

$$z_p = \frac{1}{\pi \cdot (1 + K_a)} \left(\frac{8 \cdot p}{\gamma' \cdot N_y} \right)^{1/2} \quad (\text{II.73})$$

Na fig. II.29, são mostradas as curvas $\sigma'_{x,vc,p}$ vs. profundidade z expressas pelas equações (II.65) (modelo plástico) e (II.72) (modelo elástico) cuja interseção determina a profundidade de plastificação z_p . Além dos valores do ângulo de atrito ϕ e da força estática equivalente do rolo compactador por unidade de comprimento, p , mostrados nesta figura, adotou-se $\gamma' = 20 \text{ kN/m}^3$ e $v = 0,45$.

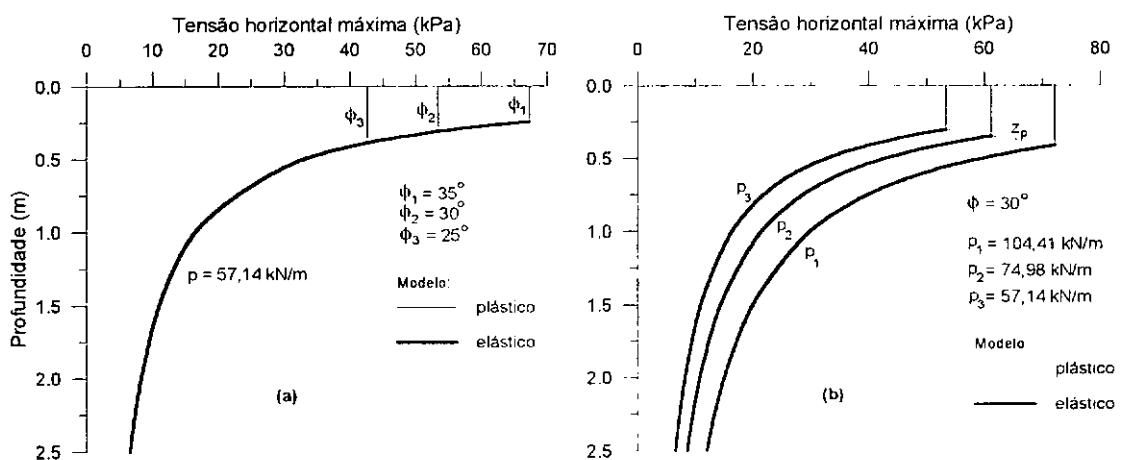


Fig. II.29 - Tensão horizontal máxima induzida pela compactação. Profundidade plastificada. Condição drenada.

Na fig. II.29.a, foram utilizados três diferentes valores arbitrados do ângulo de atrito: 25° , 30° e 35° . Já o valor de p igual a $57,14 \text{ kN/m}$ (considerado típico) foi extraído de EHRLICH e MITCHELL (1994). Observa-se, nesta fig. II.29.a, que, à medida que a resistência do solo diminui, a profundidade plastificada aumenta.

Já na fig. II.29.b, foram utilizados três diferentes valores da força máxima p de operação do rolo por unidade de comprimento: $104,41 \text{ kN/m}$; $74,98 \text{ kN/m}$ e $57,14 \text{ kN/m}$ (esta faixa de valores foi adotada tentando abranger o maior número de rolos compactadores citados na CONSTRUCTION EQUIPMENT No. 58 de maio de 1986). O valor arbitrado do ângulo de atrito foi mantido constante e igual a 30° .

Observa-se nesta fig. II.29.b que tanto a tensão horizontal induzida como a profundidade de plastificação aumentam de valor com o incremento do valor de p .

II.6.2.2 - Condição não-drenada

Para a condição não-drenada, pode-se determinar a profundidade plastificada z_p , abaixo do rolo compactador, igualando-se as equações (II.71) e (II.72). Considerando-se uma variação linear da resistência não-drenada s_u do solo, com a profundidade z , expressa por

$$s_u = a + b.z \quad (\text{II.74})$$

onde a e b são constantes, tem-se que

$$z_p = -\frac{1}{2} \left(\frac{a}{b} \right) + \frac{1}{2} \sqrt{\left(\frac{a}{b} \right)^2 + \frac{8.p.v}{4,14.\pi.b}} \quad (\text{II.75})$$

Para o caso particular em que $s_u = a$, z_p será expresso por

$$z_p = \frac{2.p.v}{4,14.\pi.a} \quad (\text{II.76})$$

Na fig. II.30, são mostradas as curvas $\sigma_{x,vc,p}$ vs. profundidade, para a condição não-drenada, expressas pelas equações (II.71) (modelo plástico) e (II.72) (modelo elástico), além da profundidade plastificada resultante da interseção destas equações.

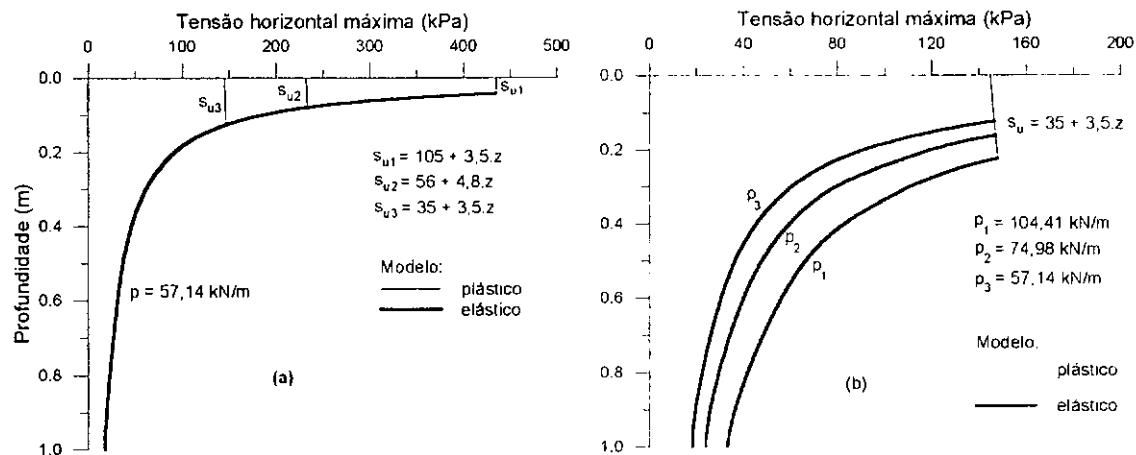


Fig. II.30 - Tensão horizontal máxima induzida pela compactação. Profundidade plastificada. Condição não-drenada.

Na fig. II.30.a, foram utilizadas três variações lineares da resistência não-drenada s_u da argila Lias Superior (WERNECK, 1974) e a força máxima de operação p do rolo igual a 57,14 kN/m (EHRLICH e MITCHELL, 1994).

Observa-se que a tensão horizontal de pico diminui e a profundidade de plastificação aumenta com a diminuição da resistência não-drenada s_u do solo.

Já na fig. II.30.b, foram utilizados três diferentes valores de p (iguais aos do item II.6.2.1), e foi mantido constante o valor de s_u igual a $35 + 3,5.z$ (resistência média ao cisalhamento da argila Lias Superior; WERNECK, 1974). Observa-se nesta fig. II.30.b que à medida que o valor de p aumenta, o valor de z_p também aumenta. Já o valor da tensão horizontal de pico sofre somente um pequeno incremento, devido ao aumento do valor de p , dado que o valor desta tensão fica limitado pelo valor de s_u .

II.7 - ALGUNS COMENTÁRIOS A RESPEITO DA INFLUÊNCIA E MODELAGEM DA COMPACTAÇÃO

- De forma geral, constatou-se que quase todos os modelos aqui apresentados coincidem: i) para pequenas profundidades, o comportamento do solo é governado pela ruptura passiva de Mohr-Coulomb; ii) para profundidades médias, o comportamento é simplistamente modelado como linear; e iii) para grandes profundidades, o comportamento é governado pela condição geostática.
- Segundo DUNCAN e SEED (1986), expressar a tensão horizontal de pico, $\sigma'_{h,vc,p}$, como o produto de $K_a \cdot \Delta\sigma'_v$, como foi proposto por INGOLD (1979), não é consistente com as medições de campo. Já a expressão utilizada por PECK e MESRI (1987) resulta em valores de $\Delta\sigma'_{h,vc,p}$ um pouco superiores aos obtidos com a proposta de DUNCAN e SEED (1986) como pode ser observado na tab. II.3.

A diferença entre estes dois métodos é muito pequena e a escolha de um método ou outro é subjetiva, sendo que a proposta de Peck e Mesri é um pouco mais trabalhosa.

Tab. II.3 - Comparação de valores de σ_h (apud DUNCAN e outros, 1993).

| Profundidade (m) | σ_h (kPa) | | |
|---------------------|--------------------------|---------------------------|--------------------------|
| | MESRI e outros (1993) | DUNCAN e outros (1991) | Muro de concreto TRRL |
| 0,0 | 0 | 0 | 0 |
| 0,5 | 14 | 14 | 10-17 |
| 1,0 | 18 | 16 | 13-18 |
| 1,5 | 20 | 18 | 12 |

- Segundo EHRLICH (1994), o procedimento adotado por Duncan e Seed para o cálculo de $\sigma'_{x,vc,p}$, com base na teoria da elasticidade, pode ser considerado razoável para a determinação das tensões induzidas no contato solo-estrutura. No entanto, nos demais pontos do interior da massa do aterro, esta modelagem apresenta-se

inadequada. EHRLICH e MITCHELL (1994) assinalam que próximo à superfície, sob o rolo, onde verificam-se as tensões máximas induzidas durante a compactação, o solo apresenta-se plastificado.

- Segundo a extensão feita da proposta de EHRLICH e MITCHELL (1994), a tensão horizontal pico induzida pela compactação, em condições próximas da não-drenada, é função direta somente da resistência s_u do solo, eq. (II.71).
- O valor da profundidade plastificada, calculada através das equações (II.73), (II.75) e (II.76), aumenta com o aumento do valor da força máxima de operação do rolo compactador e diminui com o aumento da resistência do solo, de acordo com o esperado.
- Os modelos aqui apresentados que utilizam a teoria da elasticidade no cálculo das tensões induzidas pela compactação consideram o meio semi-infinito. A consideração de base rígida não altera os resultados obtidos na parte superior da massa de solo, onde ocorre a tensão horizontal pico. Assim sendo, esta hipótese pode ser considerada adequada.
- Nenhum dos métodos apresentados leva em consideração a poro-pressão e portanto a aplicabilidade destes se reduz a solos granulares. DUNCAN e outros (1991) indicam que o método histerético pode ser usado para solos finos somente como uma estimativa.
- Medições de campo indicam que as tensões horizontais em planos perpendiculares, ao avanço do rolo compactador, são superiores àquelas atuantes no plano paralelo ao avanço (INGOLD, 1979).
- Utilizando-se diferentes compactadores, pode-se atingir uma mesma densificação, porém induzir diferentes tensões horizontais (FILZ e DUNCAN, 1992).
- Na escolha de um tipo de equipamento de compactação, além de se considerar o tipo de solo e densidade a ser atingida pelo aterro, deve considerar-se quais tensões podem resultar da utilização de um certo equipamento.
- Em todos os métodos aqui apresentados, considera-se que, após a remoção da carga de compactação, o valor da tensão vertical retorna ao valor geostático. INGOLD (1979) e GHALY (1993) observaram somente uma recuperação parcial atribuída ao atrito mobilizado no solo-muro. Com base em estudos de modelos em escala real, DUNCAN e outros (1993) assinalam, no entanto, que com a hipótese de se considerar o aterro semi-infinito, isto é, as tensões verticais geostáticas, obtêm-se resultados de acordo com o observado.
- Estudos de campo indicam que a tensão horizontal residual retida após a compactação é cerca de 40% menor que a tensão horizontal de pico induzida pela compactação. DUNCAN e outros (1993) assinalam que se considerar a tensão residual igual à tensão pico, como é feito nos modelos de ROWE (1954) e de INGOLD (1979), não estaria correto.

- Considerando-se que a presença de deflexões no muro de contenção provoca uma diminuição das tensões horizontais no solo arrimado, estas deflexões devem ser consideradas, se for o caso, nas análises de tensões induzidas pela compactação.
- PECK (1993) observou na fig. II.22 uma grande diferença entre a tensão horizontal quando o rolo compactador se encontra a 1 ft (0,30 m) do muro e a tensão horizontal quando o rolo se encontra junto à face do muro. DUNCAN e outros (1993) indicam que esta observação é correta e que se deve a uma deficiência do modelo histerético.

Segundo DUNCAN e outros (1993), o objetivo do modelo destes autores é o de reproduzir comportamentos histeréticos. Não obstante, segundo estes autores, quando o ponto A (fig. II.31.a) situa-se muito acima do ponto B, a curva de descarregamento intercepta a linha K₁, num ponto bem acima do ponto B tendo-se, como consequência, um comportamento diferente do histerético.

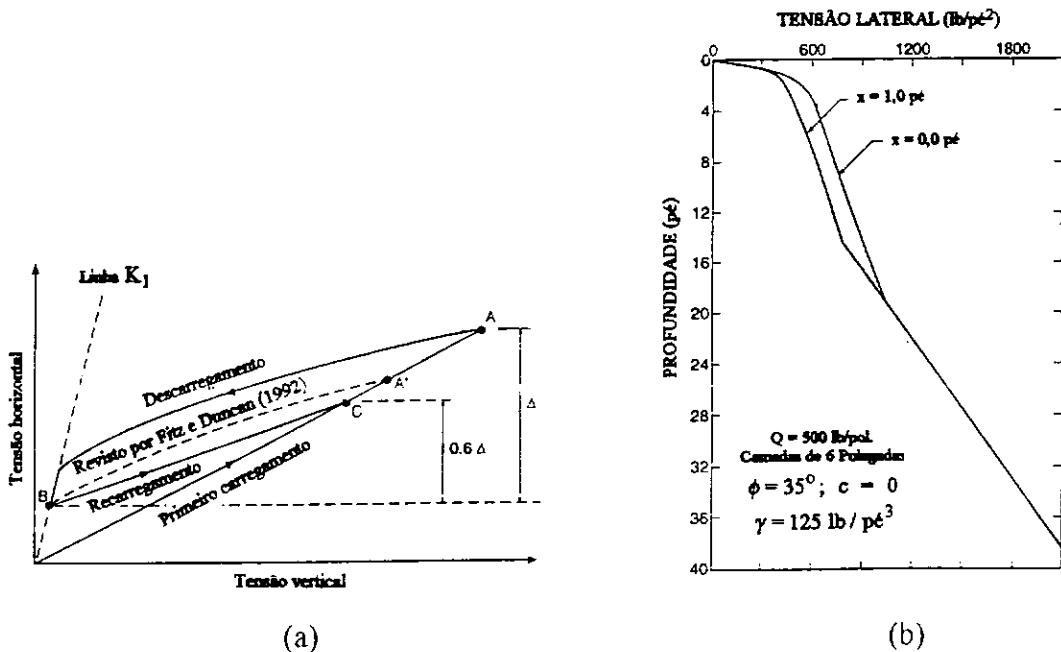


Fig. II.31 - Revisão do modelo histerético: (a) correção do ciclo histerético; (b) reanálise do caso mostrado na fig. II.22 (apud DUNCAN e outros, 1993).

FILZ e DUNCAN (1992) estudaram e corrigiram esta deficiência da seguinte forma: caso o descarregamento, partindo do ponto A, intercepte a linha K₁, tem-se que tudo ocorre como se o ponto A tivesse mudado para o ponto A', tal que o descarregamento passe a interceptar o ponto B da linha K₁ (fig. II.31.a).

Com esta modificação, DUNCAN e outros (1993) reanalisaram o caso da fig. II.22, obtendo-se resultados mais razoáveis como é mostrado na fig. II.31.b.

CAPÍTULO III

FERRAMENTAL NUMÉRICO PARA A ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA COMPACTAÇÃO

III.1 - INTRODUÇÃO

Apresentam-se, neste capítulo, os programas SSCOMP94 e CRISP92. Estes programas foram as ferramentas numéricas utilizadas nesta tese para a análise da influência das tensões residuais devidas à compactação no comportamento de aterros.

Consta deste capítulo:

- uma breve descrição dos programas CRISP92 e SSOMP94;
- a nova interface criada para a utilização dos pré e pós processadores do programa CRISP92;
- a implementação de uma análise incremental no programa SSOMP94;
- a implementação do efeito da compactação no programa CRISP92 similar à utilizada no programa SSOMP94 para muros de contenção;
- os procedimentos para os cálculos relativos ao lançamento das camadas de solo, das tensões in situ e zeragem dos deslocamentos do topo da camada lançada no programa CRISP92.

III.2 - O PROGRAMA CRISP92

O programa de elementos finitos CRISP92 foi desenvolvido para análises de problemas geotécnicos estáticos, sob carregamentos monotônicos de carga e descarga.

Segundo BRITTO e GUNN (1990), o programa CRISP92 teve sua origem no ano de 1975 na Universidade de Cambridge em versão escrita por ZYTYNSKI (1976).

O programa CRISP92 é executável em microcomputadores 386 e 486 e dispõe de pré e pós processadores e de uma interface para o programa Lotus 123. Recentemente, foi lançada uma versão para o Windows da Microsoft (SAGE CRISP).

O CRISP92 pode realizar análises drenada, não-drenada e de adensamento (teoria acoplada de Biot), nas condições: estado plano de deformação, axissimétrica e tridimensional. Nas análises axissimétricas, o carregamento tem que ser axissimétrico, portanto, análises de torção não podem ser feitas (BRITTO, 1991).

A formulação do adensamento baseia-se na teoria do adensamento tridimensional de Biot (SMALL e outros, 1976). Para análises drenadas e não-drenadas, o fluido dos poros é considerado como um outro material, segundo a técnica proposta por

SIMPSON (1973). Neste método, a matriz tensão-deformação do material [D'] é adicionada à matriz tensão-deformação [D_f] do fluido dos poros para formar a matriz tensão-deformação total [D]. Para análises drenadas, [D'] é igual a [D]. Para análises não-drenadas, [D_f] é calculada em função do módulo volumétrico K_f da água, considerando-se que o fluido dos poros não possa transmitir esforços de cisalhamento. Sendo o valor de $K_f = 2,2 \times 10^6$ kPa, usam-se valores mais baixos de K_f para simular condições não-drenadas em materiais não-saturados e para se poder evitar instabilidade numérica (equivalente a usar $\nu < 0,5$).

O programa faz uso das seguintes leis constitutivas para descrever o comportamento tensão-deformação dos materiais: elástica linear isotrópica/anisotrópica, elástica linear com o módulo elástico variando linearmente com a profundidade, Cam-Clay modificado, Cam-Clay, elasto-plástica perfeita (modelos de von Mises, Tresca, Drucker e Prager, e Mohr-Coulomb) e o modelo de Schofield (SCHOFIELD, 1980).

Um total de 11 tipos de elementos, listados na tab. III.1, encontram-se disponíveis no CRISP92.

A não-linearidade física é aproximada fazendo-se uso da técnica incremental, dividindo-se a carga aplicada (e o tempo para análises de adensamento) em um certo número de incrementos (iguais ou não). Soluciona-se o sistema de equações usando-se a aproximação da rigidez tangente e o esquema frontal (IRONS, 1970).

Tab. III.1 - Elementos no CRISP92 (apud BRITTO e GUNN, 1990)

| Tipo | Nome | Campo de deslocamentos | Campo de deformações ε | Δu (adensamento) | Grupo |
|------|------|------------------------|------------------------------------|--------------------------|--------|
| 1 | bar | quadrático | linear | não disponível | 1 |
| 2 | LST | quadrático | linear | não disponível | 1 |
| 3 | LST | quadrático | linear | linear | 1 |
| 4 | LSQ | quadrático | linear | não disponível | 1 |
| 5 | LSQ | quadrático | linear | linear | 1 |
| 6 | CUST | 4º grau | cúbico | não disponível | 2 |
| 7 | CUST | 4º grau | cúbico | cúbico | 2 |
| 8 | LSB | quadrático | linear | não disponível | 3 (3D) |
| 9 | LSB | quadrático | linear | linear | 3 (3D) |
| 12 | beam | quadrático | linear | não disponível | 1 |
| 13 | slip | quadrático | linear | não disponível | 1 |

onde: bar= linear strain bar;

LST = linear strain triangle; LSQ = linear strain quadratic;

CUST = cubic strain triangle; LSB = linear strain brick element;

beam = linear strain beam element; ,slip = linear strain slip element;
 ε = deformação específica; u = poro-pressão.

III.3 - O PROGRAMA SSCOMP94

O programa de elementos finitos SSCOMP94 é orientado para analisar problemas geotécnicos estáticos no estado plano de deformação, incluindo efeitos de compactação.

Os precursores do programa SSCOMP são os programas ISBILD e SSTIP. O programa ISBILD foi codificado por OZAWA e DUNCAN (1973) considerando o comportamento do solo não-linear e o programa SSTIP foi codificado por J.Dickens em 1973 considerando a iteração solo-estrutura.

Segundo SEED e DUNCAN (1984), algumas novas características, as quais incluem elementos de interface e o novo modelo não-linear desenvolvido por DUNCAN e outros (1980) para descrever o comportamento tensão-deformação e do módulo volumétrico (capítulo II - item II.4.1 desta tese) foram incluídas no programa SSTIPN (1979) por Kai S. Wong.

Ainda segundo SEED e DUNCAN (1984), o programa SSCOMP94 utiliza os mesmos conceitos e técnicas de programação do programa SAP desenvolvidos por WILSON (1970). A não linearidade física, por exemplo, é aproximada fazendo uso da técnica do ponto médio de Runge-Kutta.

As modificações e novas características implementadas na criação do programa SSCOMP94 foram dirigidas de forma a permitir a análise das tensões e deformações induzidas pela compactação. Estas novas modificações incluem:

- i) um novo modelo histerético (SEED e DUNCAN, 1986) para descrever as tensões resultantes de múltiplos ciclos de carregamento-descarregamento, modelo que controla as tensões laterais geostáticas e as induzidas pela compactação em todos os estágios e as forças nodais existentes na interface solo-estrutura;
- ii) um novo tipo de solução incremental para poder avaliar os efeitos da compactação em qualquer estágio de construção;
- iii) um novo procedimento para determinar o módulo de Young dos solos para o descarregamento-recarregamento, SEED e DUNCAN (1984), item II.4.1 do capítulo II da presente tese.

III.3.1 - Tipos de elementos utilizados no SSCOMP94

O programa SSCOMP94 faz uso de cinco elementos citados a seguir:

1. Elemento isoparamétrico bidimensional de 4 nós é utilizado para representar o solo.
2. Elemento barra.
3. Elemento viga.

4. "Nodal links": o "nodal link" consiste de duas molas elásticas com comportamento tensão deformação linear que controlam o deslocamento relativo entre dois pontos nodais. A distância entre os nós não é importante (pode ser considerada igual a zero). Mais de um "link" pode ser usado para conectar dois nós. O "nodal link" pode ser usado para determinar as forças que atuam em um ponto nodal e também para controlar as direções dos deslocamentos de um nó.

5. Elementos interface: o elemento interface é formado por dois "links", fig. III.1. A espessura do elemento é considerada igual a zero. A mola normal ao plano de cisalhamento, trabalhando a compressão, é considerada com um coeficiente K_n constante e elástico linear e é reduzido o valor deste coeficiente quando o "link" trabalha a tração. O valor do coeficiente K_n é especificado pelo usuário.

O coeficiente K_s da mola paralela ao plano de cisalhamento é considerado com comportamento elástico não-linear hiperbólico e dependente do estado de tensões. O coeficiente K_s correspondente ao descarregamento é usado quando o nível de tensões decresce. Durante o recarregamento e no carregamento primário, utiliza-se o coeficiente K_s correspondente à condição de carregamento. Quando o elemento está tracionado ou rompido por cisalhamento, reduz-se o valor do coeficiente K_s .

III.3.2- Modelagem da compactação do solo

O carregamento de compactação é controlado pelo modelo bilinear, multiciclo e histerético de carregamento-descarregamento, descrito no item II.4. As tensões iniciais residuais induzidas pela compactação (prévias ao cálculo dos deslocamentos e das tensões e deformações) são calculadas usando-se o modelo histerético, baseado na tensão lateral induzida pela compactação virgem $\Delta\sigma'_{x,vc,p}$, tensão esta que pode ser determinada diretamente para qualquer elemento de solo ou ser calculada a partir das curvas $\Delta\sigma'_{x,vc,p}$ versus profundidade para várias posições do rolo compactador.

As forças nodais iniciais induzidas pela compactação (prévias ao cálculo dos deslocamentos e das tensões e deformações) podem ser determinadas diretamente ou podem ser geradas pelo programa utilizando-se as tensões induzidas pela compactação.

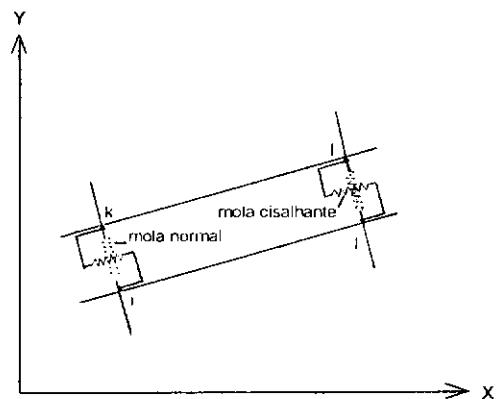


Fig. III.1 - Elemento interface (apud SEED e DUNCAN, 1984).

Definidas as forças nodais e as tensões induzidas pela compactação, calculam-se os deslocamentos nodais e a distribuição de tensões e deformações.

Os efeitos das múltiplas passadas da carga de dimensão lateral finita de compactação superficial são modelados, para cada etapa, como um único incremento considerando-se a rigidez do solo muito pequena até uma profundidade definida pela equação (II.58), item II.5.2.4. Para se representar essa baixa rigidez, SEED e DUNCAN (1984) utilizaram módulos volumétrico e cisalhante iguais a um décimo da pressão atmosférica e o coeficiente de Poisson igual a 1/3.

III.4 - Verificação do programa SSCOMP94

Visando-se a verificar o estágio em que se encontrava o programa SSCOMP94 disponível na COPPE, foi reproduzido um dos casos estudados por SEED e DUNCAN (1986) descrito resumidamente a seguir.

III.4.1 - Muro do Trrl, Crowthorne, England

CARDER e outros (1977) efetuaram medições em um muro experimental, fig. III.2.a, visando a analisar a influência das tensões residuais devidas à compactação no comportamento tensão-deformação na interface solo/muro.

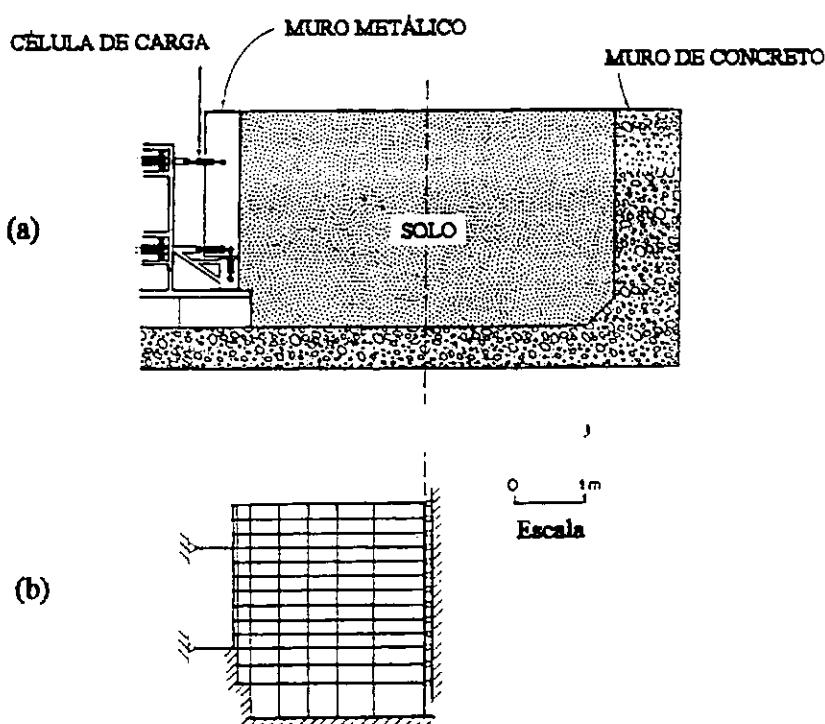


Fig. III.2 - Muro de arrimo experimental TRRL: a) geometria; b) malha de elementos finitos (apud SEED e DUNCAN, 1986)

Este muro tinha 22 m de comprimento e 2 m de altura. Uma das seções era uma parede de concreto de 1 m de espessura e a outra seção era um muro de aço, de grande rigidez à flexão, arrimado por macacos hidráulicos.

Como aterro, foi utilizada uma areia limpa uniformemente graduada. Este solo foi compactado em camadas de 0,15 m com um rolo vibratório de 1,3 Mg (13 kN) operando de forma paralela ao muro a partir de uma distância aproximada de 0,15 m do muro. Foram realizadas seis passadas do rolo compactador por camada.

As pressões de terra foram medidas em ambas as seções utilizando-se três tipos de células de pressão: hidráulicas, pneumáticas e elétricas. Já os deslocamentos foram medidos utilizando-se uma viga laser (maiores detalhes podem ser encontrados em CARDER e outros, 1977).

Considerou-se o muro de concreto reforçado como rígido. No muro metálico escorado, foram cuidadosamente acompanhadas as deformações durante a colocação e compactação do solo.

III.4.2 - Reanálise do estudo efetuado por SEED E DUNCAN (1986)

Na fig. III.2.b, apresenta-se a malha de elementos finitos utilizada por SEED e DUNCAN (1986) para modelagem do aterro na seção correspondente ao muro experimental metálico. Foram utilizados 110 nós, que correspondem a 264 graus de liberdade e 99 elementos dos quais 77 correspondem ao elemento de solo, 12, ao elemento viga, e 10, ao elemento interface. Os elementos de viga foram utilizados na discretização do muro metálico.

Uma malha similar foi utilizada por Seed e Duncan para modelar a colocação e compactação do aterro na seção correspondente ao muro de concreto reforçado. Porém, nesta seção, foi restringida a movimentação horizontal do muro. Foram utilizados 97 nós, 217 graus de liberdade e 77 elementos.

O aterro arrimado foi discretizado em dez camadas de igual altura. Os seguintes parâmetros foram utilizados por aqueles autores para modelar o aterro: $K = 500$; $\phi' = 38,7^\circ$; $K_{ur} = 700$; $\Delta\phi' = 0$; $n = 0,4$; $c' = 0$; $K_B = 140$; $R_f = 0,7$; $m = 0,2$; e $\gamma_m = 19,6 \text{ kN/m}^3$.

Baseados no ângulo de atrito pós-compactação de $38,7^\circ$ e no procedimento empírico sugerido na tab. II.2, aqueles autores adotaram os seguintes valores para os parâmetros do modelo histerético: $K_0 = 0,37$; $K_{1,\phi',B} = 2,88$; $c'_B = 0$ e $K_2 = K_3 = 0,10$.

Em todas as etapas de compactação, a carga induzida foi modelada como carga estacionária até uma profundidade correspondente a dois elementos abaixo da superfície do aterro.

Na fig. III.3, apresentam-se as três curvas $\Delta\sigma'_{x,vc,p}$ versus profundidade utilizadas por aqueles autores para modelar o carregamento de pico de compactação.

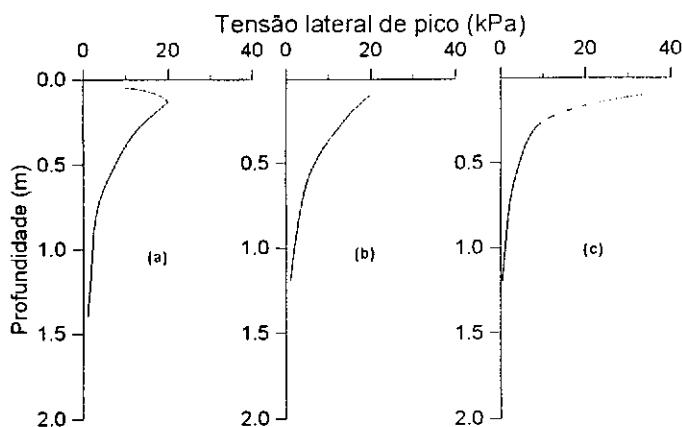


Fig. III.3 - Curvas $\Delta\sigma'_{x,vc,p}$ vs. profundidade: a) contra o muro; b) a $x = 0,15$ m do muro; e c) no campo livre (apud SEED e DUNCAN, 1986).

Os resultados finais da análise efetuada por Seed e Duncan são mostrados na fig. III.4.

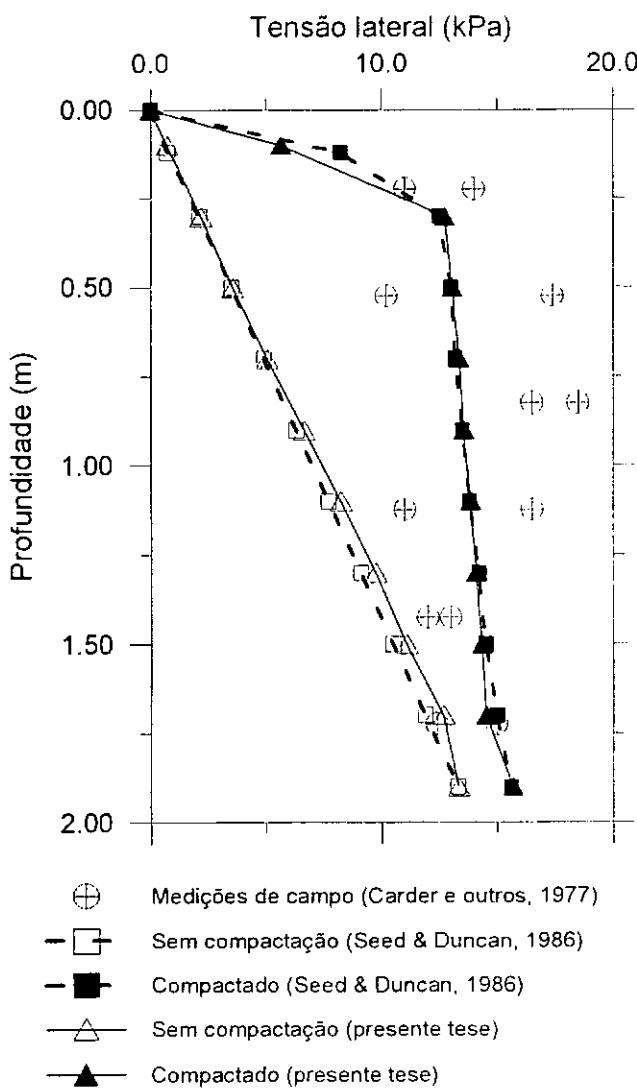


Fig. III.4 - Tensões laterais induzidas pela compactação no muro TRRL. Seção de concreto

Verifica-se, nessa figura, uma boa concordância entre os valores medidos e calculados. É mostrada também nesta fig. III.4 a distribuição de tensões sem considerar as tensões induzidas pela compactação.

O mesmo procedimento foi utilizado por Seed e Duncan para modelar a compactação do solo atrás do muro flexível. Os resultados da análise efetuada são mostrados na fig. III.5. Como se pode observar, verifica-se uma boa concordância entre valores medidos e calculados.

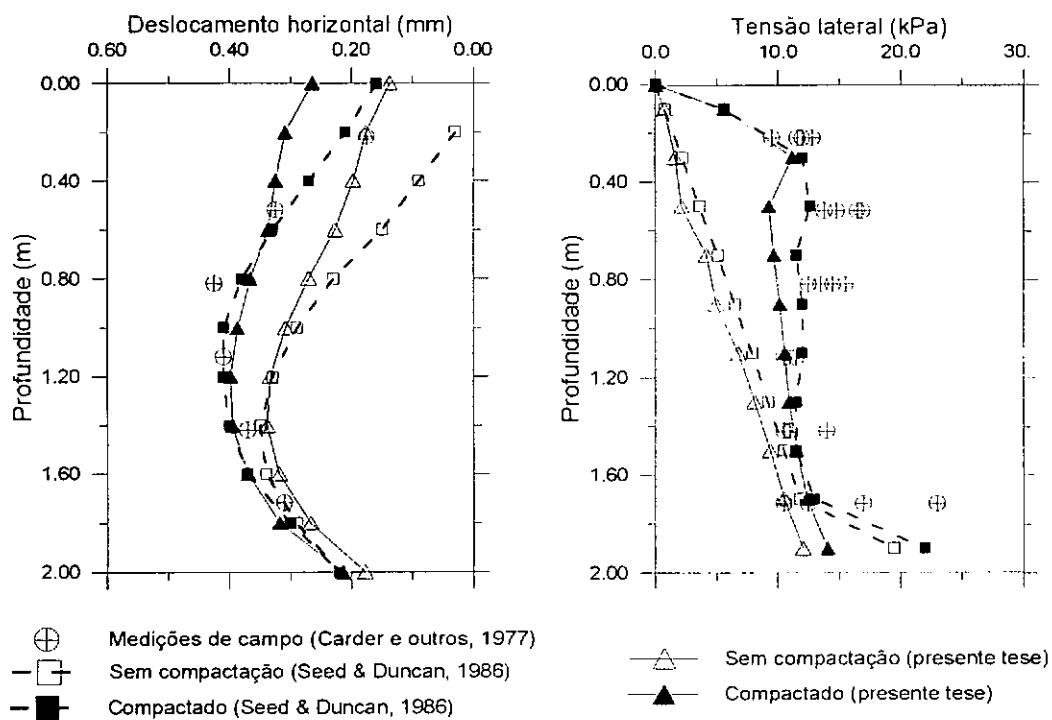


Fig. III.5 - Deslocamentos e tensões laterais induzidas pela compactação no muro TRRL. Seção metálica.

Nas figuras III.4 e III.5, apresentam-se também os resultados das análises efetuadas pelo autor da presente tese fazendo uso do programa SSCOMP94. Utilizaram-se, no estudo, os mesmos parâmetros do solo e, aproximadamente, a mesma malha de elementos finitos utilizados por Seed e Duncan.

Pode ser observado no caso do muro de concreto, fig. III.4, que a resposta obtida por Seed e Duncan é praticamente a mesma obtida pelo autor da presente tese. Atribui-se a pequena discrepância existente entre essas curvas à discretização da malha⁽¹⁾; além do mais, os valores correspondentes a Seed e Duncan foram extraídos graficamente, pelo autor da presente tese, das figuras do trabalho publicado por estes autores, podendo, desta forma, apresentar alguma incorreção.

(1) As profundidades do segundo ponto, contando-se de cima para abaixo, não são iguais.

No caso da modelagem da estrutura metálica, possivelmente, as discrepâncias são devidas a diferenças na discretização da estrutura metálica e nos parâmetros adotados em uma e outra análise. Visto não haver informações mais detalhadas para este estudo, foi necessário que se arbitrassem alguns parâmetros. Diferentes discretizações foram consideradas visando a melhor representar o elemento metálico. O resultado mais próximo ao obtido por Seed e Duncan é o apresentado na fig. III.5.

III.5 - O SSCOMP94 COM PRÉ E PÓS PROCESSADORES

Considerando-se que o programa SSCOMP94 disponível na COPPE não dispõe de pré e pós processadores, a utilização do mesmo torna-se muito trabalhosa.

Levando-se em consideração o tempo que demandaria a elaboração de pré e pós processadores, decidiu-se utilizar pré e pós processadores do programa CRISP92. Esta escolha baseou-se na facilidade e na experiência no uso deste programa por parte do autor da presente tese.

Considerando-se que os pré e pós processadores do CRISP92 são fechados, foi necessário criar-se uma interface entre o SSCOMP94 e CRISP92. Esta interface foi incluída como opção no menu do programa CRISP92 dando acesso ao programa SSCOMP94.

Os parâmetros correspondentes à compactação não podem ser implementados através do pré-processador do CRISP92. Estes parâmetros são lidos fazendo-se uso do arquivo de entrada do SSCOMP94 (SEED e DUNCAN, 1984). O manual de utilização está apresentado no Anexo A.

III.6 - O PROGRAMA SSCOMP94 COM ANÁLISE INCREMENTAL NAS ETAPAS

Geralmente, as camadas de solo são compactadas em espessuras de cerca de 0,20 m. Entretanto, para se facilitar a implementação numérica no caso de aterros de alturas consideráveis, é conveniente que se discretizem as camadas tomando-se espessuras superiores a 0,20 m. Portanto, visando este objetivo, implementou-se, no programa SSCOMP94, procedimento que permitisse modelar a compactação de camadas de pequena espessura utilizando-se malhas discretizadas em camadas mais espessas.

Este procedimento foi estabelecido da seguinte forma: Na modelagem da deposição, dividem-se as forças devidas ao peso próprio, correspondentes a cada etapa da modelagem do processo construtivo, num número adequado de incrementos de forma a representar a espessura real de cada camada.

Na fig. III.6, apresenta-se, esquematicamente, a forma de se incorporar a compactação na modelagem. Na simulação do processo construtivo, submete-se, em seqüência, cada "camada" da malha a diversos carregamentos que correspondem às tensões horizontais de pico induzidas pela compactação. Como apresentado na figura, cada incremento de carga deve atingir uma zona cuja espessura compreende a camada compactada real.

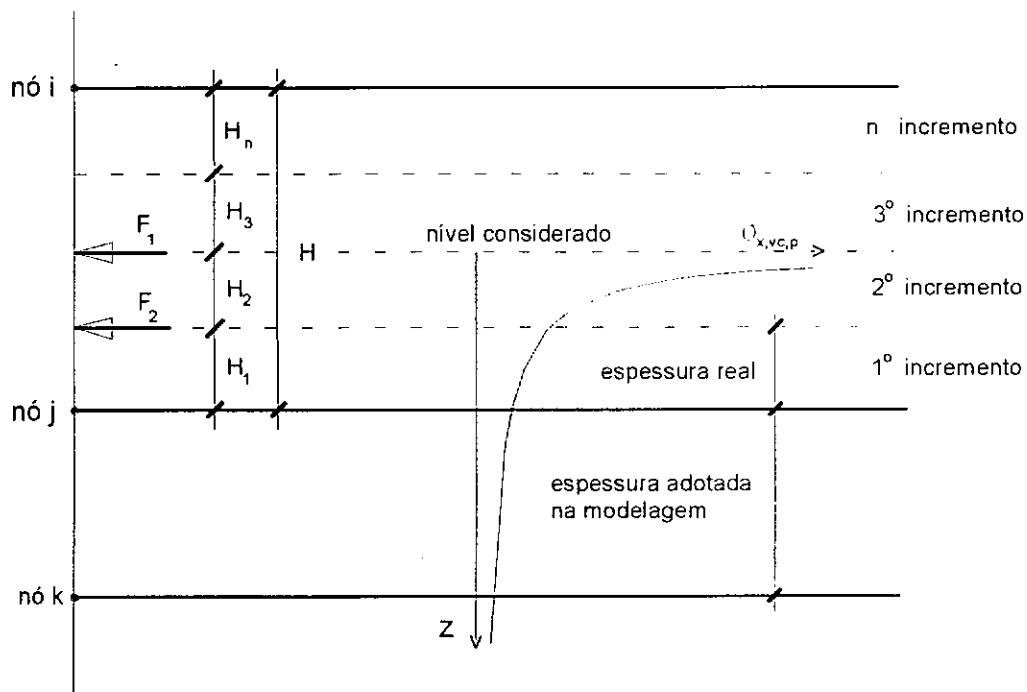


Fig. III.6 - Tensão horizontal de pico $\sigma'_{x,vc,p}$ vs. profundidade e forças induzidas. Análise incremental na camada de solo.

Apresentam-se também, na fig. III.6, genericamente, as forças horizontais (F) aplicadas aos nós extremos da etapa (ou camada) provenientes das tensões residuais induzidas pela compactação de uma camada real.

A seqüência da deposição e compactação incremental nas etapas (ou camadas) é um dos dados que devem ser especificados no arquivo de entrada do SSCOMP94.

III.6.1 - Modificação do programa SSCOMP94

Na implementação incremental do SSCOMP94, da estrutura hierárquica mostrada na fig. III.7, modificaram-se o programa principal MAIN e as subrotinas FS COMP (controla e estabelece as condições iniciais de compactação) e FVECT (calcula as forças nodais devidas ao peso próprio), conforme explicado a seguir:

- MAIN foi modificado para poder definir a seqüência de deposição e/ou da compactação incremental em cada camada;

- FVECT foi modificado para poder considerar a análise incremental na deposição e
- FSCOMP foi modificado para se poder levar em consideração a compactação incremental.

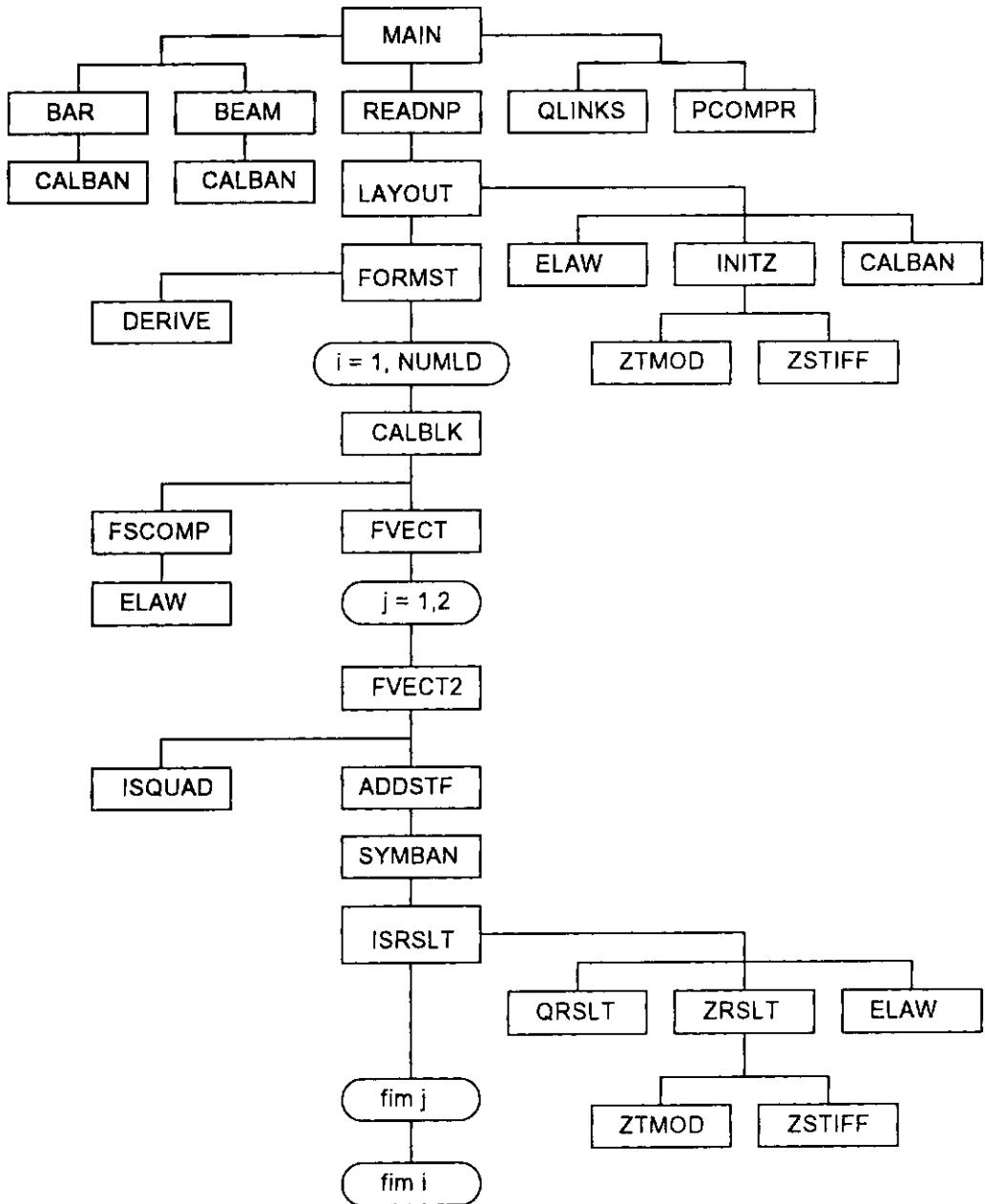


Fig. III.7 - Estrutura hierárquica do programa SS COMP94

III.6.2 - Verificação da implementação da análise incremental nas etapas

Tomaram-se por base os resultados do muro TRRL apresentados por CARDER e outros (1977), vide item III.4.1, para se verificar a adequação do procedimento acima descrito. Nesta validação, consideraram-se os mesmos parâmetros utilizados nas análises anteriores. Os resultados destas novas análises são comparados com os apresentados no item III.4.2, no qual, na modelagem do processo

construtivo, considerou-se o aterro dividido em dez camadas uniformes (fig. III.8.a e fig. III.8.d).

Nestas novas análises, na discretização do aterro arrimado, foram utilizados, para o muro de concreto, os esquemas mostrados nas figuras III.8.b e III.8.c. e, para o muro metálico, os apresentados nas figuras III.8.e e III.8.f. A discretização do solo de fundação, fig. III.2.b, foi mantida a mesma em todas as análises deste muro.

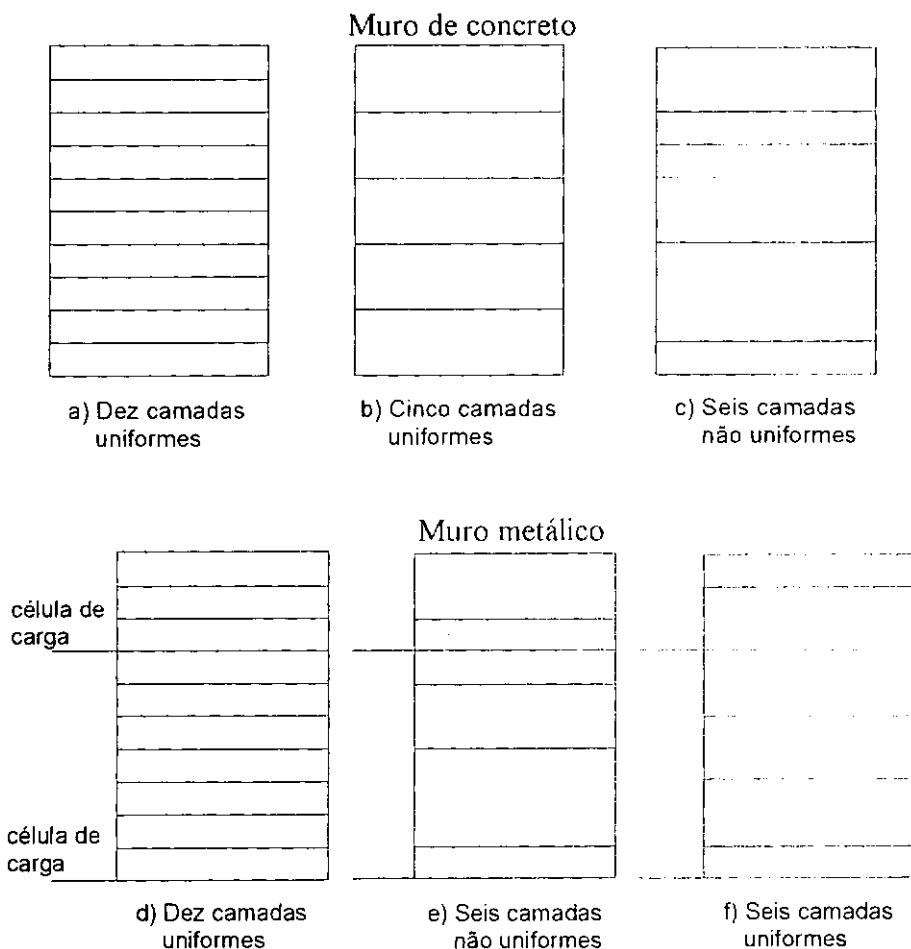


Fig. III.8 - Diferentes divisões horizontais do aterro do muro TRRL

III.6.2.1 - Muro de concreto

a) Cinco camadas uniformes

Inicialmente, o aterro foi modelado considerando-se cinco camadas de espessura uniforme, fig. III.8.b. Efetuaram-se estudos variando o número de incrementos de carga aplicado a cada camada. Os resultados destes estudos, junto com os resultados das medições de campo e das análises correspondentes à discretização em 10 camadas uniformes, são apresentados na fig. III.9.

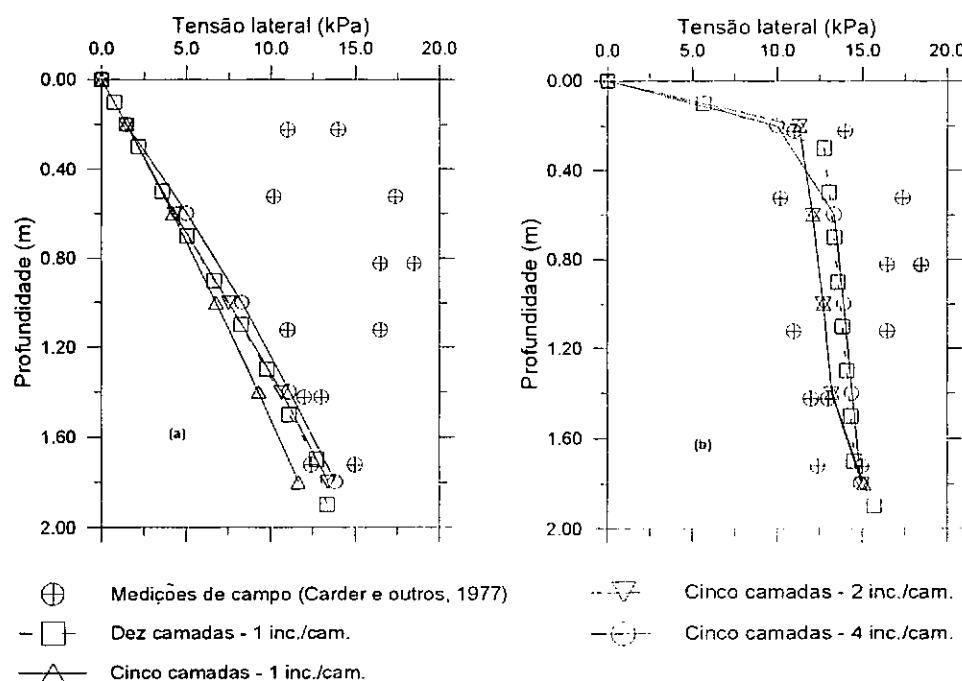


Fig. III.9 - Muro TRRL. Seção de concreto. Cinco camadas uniformes: (a) sem compactação; (b) compactado.

Na fig. III.9.a, relativa às análises desconsiderando-se a compactação, verifica-se que a simulação em cinco camadas uniformes, considerando-se 2 incrementos por camada (equivalente a 10 camadas), coincide com a resposta de 10 camadas. Já nas análises considerando-se a compactação, fig. III.9.b, observa-se que a melhor coincidência de resultados ocorre para a simulação em 5 camadas uniformes com 4 incrementos por camada.

b) Seis camadas não uniformes

A malha mostrada na fig. III.8.c foi utilizada na análise da influência da não uniformidade de camadas na discretização do aterro.

Na fig. III.10, comparam-se os resultados desta análise com as medições de campo e com os valores determinados nas análises anteriores com 10 camadas uniformes.

Observa-se na fig. III.10.a, correspondente as análises sem compactação, que a resposta de 6 camadas não uniformes com 1,3,2,1,1, e 2 (de baixo para cima) incrementos por camada (equivalente a ter 10 camadas) é quase coincidente com a resposta de 10 camadas uniformes.

Na fig. III.10.b, relativa às análises com compactação, observa-se que a resposta de seis camadas não uniformes com 2,6,4,2,2, e 4 incrementos por camada é a que mais se aproxima dos resultados das análises considerando-se 10 camadas uniformes. A discrepância que se verifica no ponto inferior do muro é atribuída a

efeitos oriundos da presença de um ponto anguloso no muro de contenção. Esta influência é mostrada na fig. III.11. Como pode ser observado nesta figura, na proximidades do ponto anguloso, foi obtida uma alta concentração de tensões.

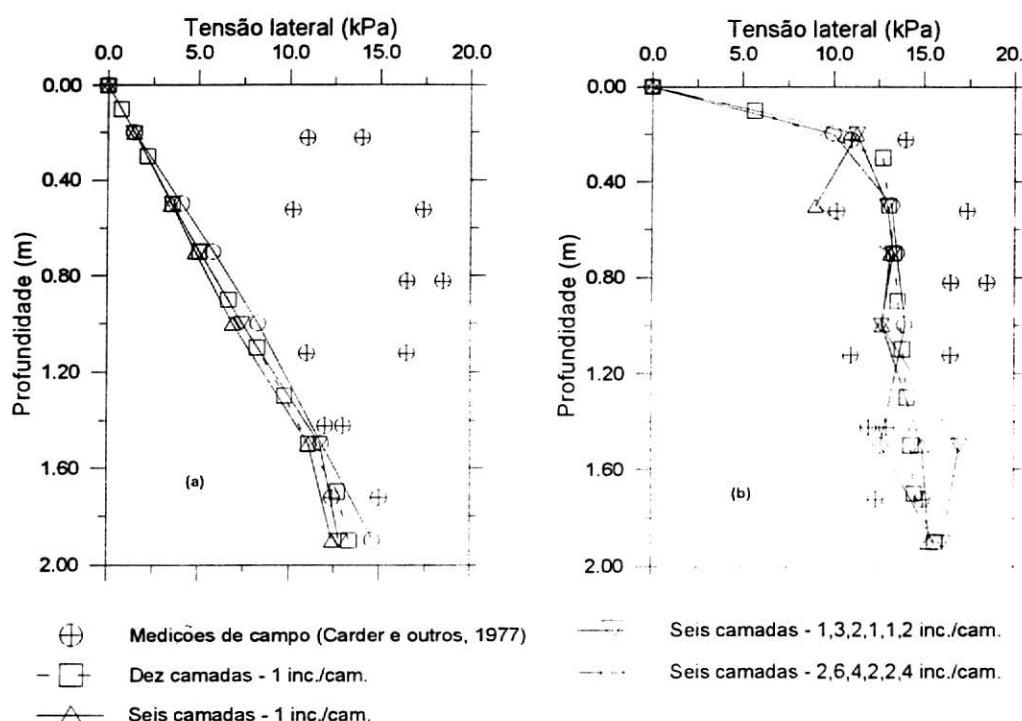


Fig. III.10 - Muro TRRL. Seção de concreto. Seis camadas não uniformes:
(a) sem compactação; (b) compactado.

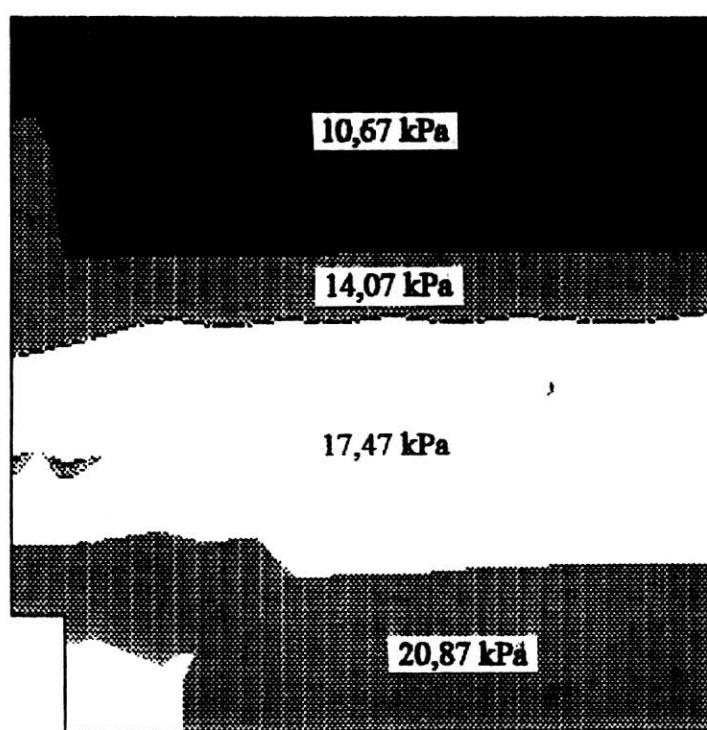


Fig. III.11 - Muro TRRL. Seção de concreto. Seis camadas não uniformes. Influência do ponto anguloso nas tensões laterais.

III.6.2.2 - Muro metálico

a) Seis camadas não uniformes

Além das análises correspondentes a seis camadas não uniformes (a malha deste caso, fig. III.8.e, é similar à utilizada no caso do muro de concreto, fig. III.8.c), mostram-se também, nas figuras III.12.1 e III.12.2, os resultados das análises correspondentes a dez camadas uniformes e às medições de campo.

Na análise sem compactação, fig. III.12.1, a distribuição de deslocamentos horizontais e tensões laterais não foi afetada pela análise incremental; isto é, no entanto, os resultados dos deslocamentos horizontais diferem do obtido considerando-se dez camadas uniformes, estes resultados não variam com o número de incrementos por camada. No caso das tensões laterais, os resultados foram todos coincidentes.

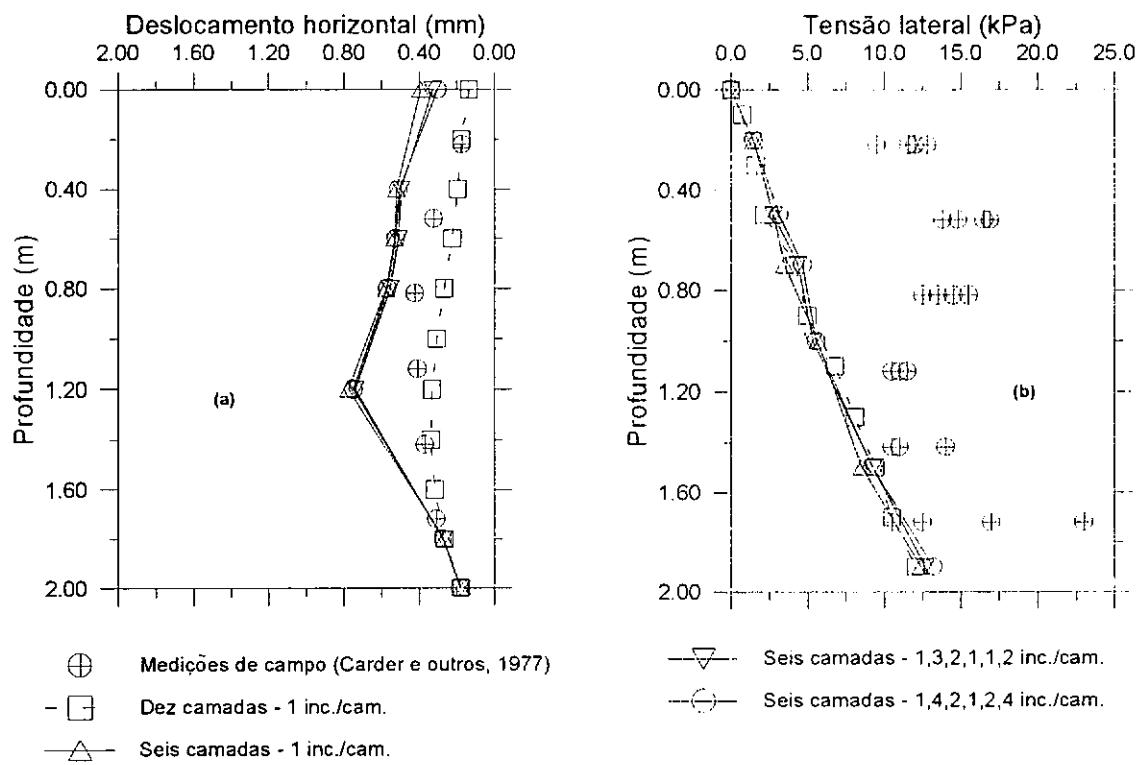


Fig. III.12.1 - Muro TRRL. Seção metálica. Seis camadas não uniformes. Previsão sem compactação.

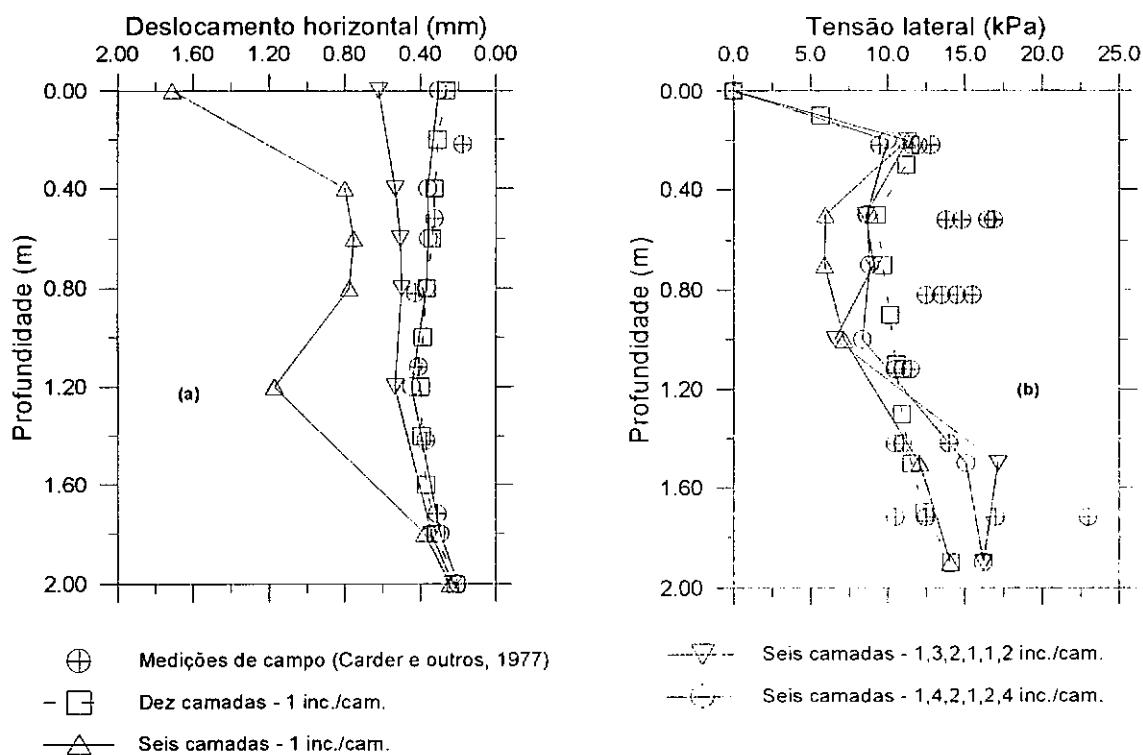


Fig. III.12.2 - Muro TRRL. Seção metálica. Seis camadas não uniformes. Previsão com compactação.

No caso dos estudos incluindo a compactação, fig. III.12.2, a resposta de seis camadas não uniformes com 1,4,2,1,4 incrementos por camada é a que mais se aproximou dos resultados correspondentes a 10 camadas uniformes, principalmente no referente aos deslocamentos horizontais.

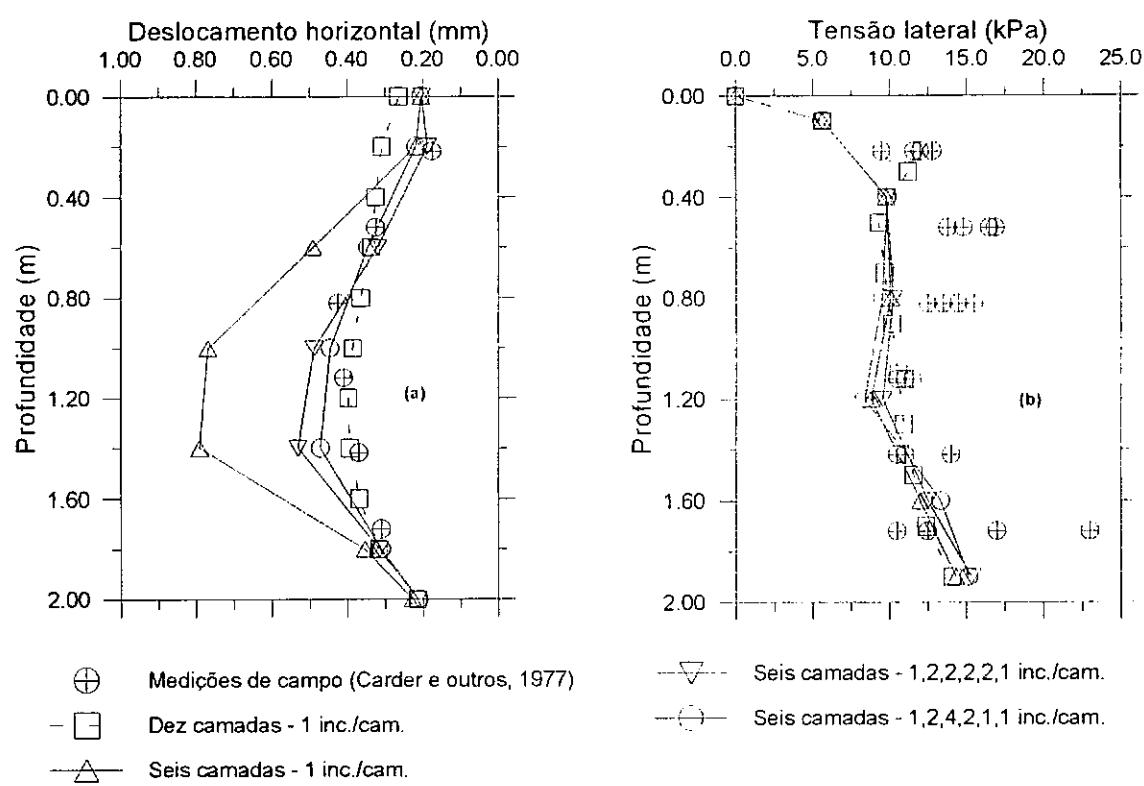
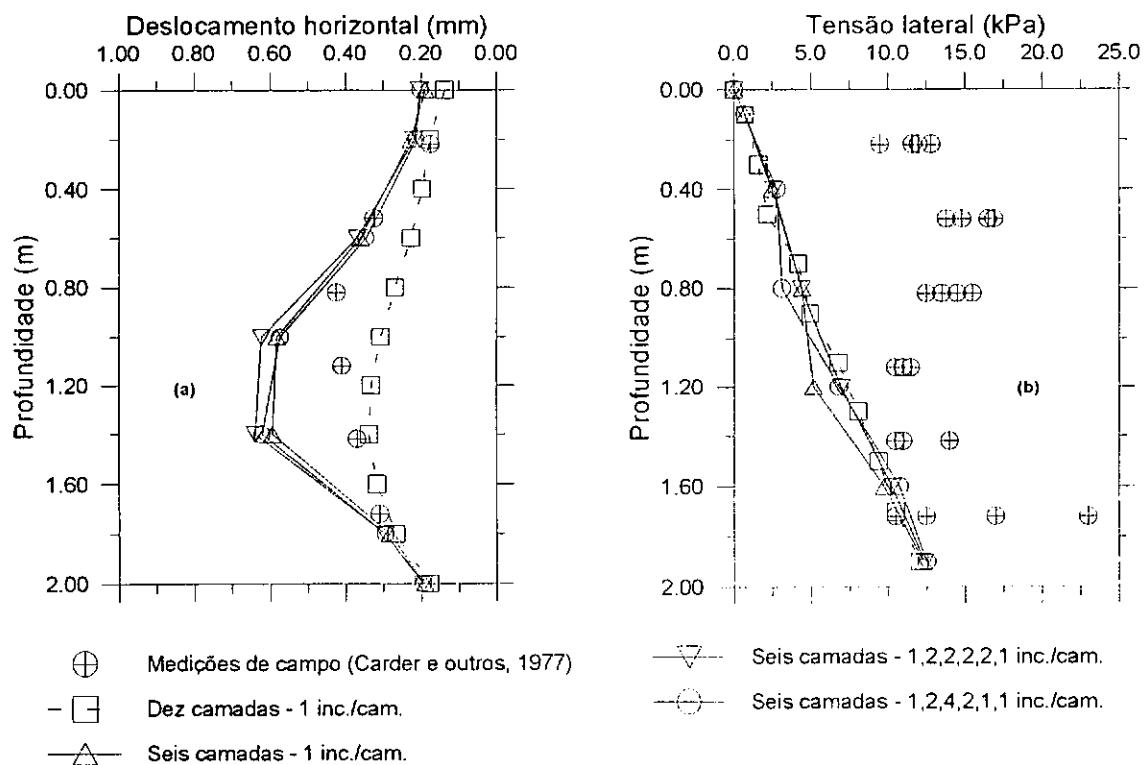
b) *Seis camadas uniformes*

Finalmente, foram efetuados estudos utilizando uma malha discretizada em 6 camadas uniformes como mostra a fig. III.8.f.

Na análise sem compactação, fig. III.13.1, a distribuição de deslocamentos horizontais e tensões laterais não apresentou influência com o número de incrementos (análogo ao que se verificou no caso de seis camadas não uniformes). No caso das tensões laterais, todos os resultados praticamente coincidiram.

Na análise considerando-se a compactação, fig. III.13.2, os resultados em que foram consideradas seis camadas uniformes com 1,2,4,2,1,1 incrementos por camada são os que mais se aproximaram da resposta com dez camadas uniformes.

De todas estas análises, pode-se indicar que as respostas, sem se levar em consideração a compactação, não foram afetadas pela análise incremental nas etapas. Já levando-se em consideração a compactação, foi obtida uma melhor resposta quando o aterro foi dividido em camadas uniformes.



III.7 - IMPLEMENTAÇÃO DA MODELAGEM DA COMPACTAÇÃO NO CRISP92

III.7.1 - Introdução

Decidiu-se, pelos motivos abaixo relacionados, implementar-se, no CRISP92, a modelagem da compactação, similar à adotada no SSCOMP94.

- i) O elemento quadrilateral de quatro nós utilizado no SSCOMP94 exige uma discretização densa de elementos, tornando a elaboração da malha de elementos finitos muito trabalhosa e o tempo de análise muito demorado;
- ii) o programa SSCOMP94 não simula escavação;
- iii) a ampla gama de elementos e leis constitutivas disponíveis no CRISP92;
- iv) a experiência e conhecimento do autor da presente tese no manuseio e programação do CRISP92.

O programa alterado passou a ser denominado de CRISP92-SC ("CRISP92 with Soil Compaction").

Descrevem-se, a seguir, as implementações efetuadas.

III.7.2 - Implementação da formulação hiperbólica

A formulação hiperbólica (vide item II.5.1) foi implementada através da subrotina DHYPER apresentada no Anexo B. Esta implementação foi efetuada modificando-se as subrotinas LSTIFF (cálculo e montagem da matriz de rigidez) e UPOUT (atualização e saída de resultados) do programa CRISP92.

Com o objetivo de se utilizar o pré-processador do CRISP92 para a leitura dos parâmetros hiperbólicos, efetuou-se a correspondência dos parâmetros do modelo elástico com variação linear do módulo de elasticidade com a profundidade (modelo No. 2 do CRISP92), com os da formulação hiperbólica. Esta correspondência é apresentada na tab. III.2.

Na versão implementada do CRISP92, esse programa detecta que se trata da formulação hiperbólica quando se considera $R_f > 0$. Caso $R_f = 0$, o programa implementado considera que se trata do modelo elástico, tal qual a versão original.

Tab. III.2 - Correspondência de parâmetros: modelo elástico / formulação hiperbólica

| ícon | modelo elástico | formulação hiperbólica |
|------|-----------------|------------------------|
| 1 | E_o | K |
| 2 | y_o | n |
| 3 | m_E | K_b |
| 4 | ν | m |
| 5 | 0 | R_f |
| 6 | 0 ou K_w | 0 ou K_w |
| 7 | 0 | 0 |
| 8 | γ | γ |
| 9 | k_x | K_{ur} |
| 10 | k_y | c |
| 11 | 0 | ϕ |
| 12 | 0 | $\Delta\phi$ |

onde: E_o = módulo elástico em $y = y_o$;

y_o = coordenada y na que $E = E_o$;

m_E = taxa de incremento de módulo de elasticidade;

ν = coeficiente de Poisson;

K_w = módulo volumétrico da água;

γ = peso específico;

k_x , k_y = coeficiente de permeabilidade nas direções x e y, respectivamente;

K , n = parâmetros adimensionais do módulo de Young;

K_b , m = parâmetros adimensionais do módulo volumétrico;

R_f = relação de ruptura;

K_{ur} = parâmetro adimensional do módulo de Young no trecho de descarregamento-recarregamento;

c = coesão;

ϕ = ângulo de atrito;

$\Delta\phi$ = taxa de redução do ângulo de atrito.

III.7.3 - Implementação do modelo de SEED E DUNCAN (1986) no CRISP92

A implementação do modelo de SEED e DUNCAN (1986) no CRISP92, descrita a seguir, foi feita de maneira análoga ao programa SSCOMP94.

III.7.3.1 - Leitura de dados de entrada

A leitura dos dados referentes à simulação da compactação foi dividida em duas partes: uma, relativa à camada e outra, relativa à simulação incremental na camada. Estas leituras são feitas através das subrotinas DATABLKC e DATACOMP, respectivamente. No anexo B, são apresentadas estas subrotinas e, no anexo C, o manual para a elaboração do arquivo de entrada de dados.

III.7.3.2 - Controle das condições iniciais da simulação da compactação em cada incremento

O controle das condições iniciais da simulação da compactação em cada incremento (subrotina MSGCOMP), num ponto de integração qualquer, foi feito através dos seguintes passos:

- i) cálculo da profundidade do ponto analisado, em relação à superfície de compactação (subrotina DEPTHIP);
- ii) cálculo da tensão lateral pico induzida pela compactação virgem $\Delta\sigma'_{x,vc,p}$ (subrotina VIRGINSG);
- iii) cálculo da tensão residual (subrotina RESIDSG);
- iv) determinação se o ponto analisado encontra-se por cima ou por baixo da superfície definida pela equação (II.58), (subrotina SOFTIP); e
- v) cálculo das forças equivalentes às tensões residuais (subrotina EQLODC). Todas estas subrotinas encontram-se no anexo B.

O cálculo das forças de compactação equivalentes às tensões residuais foi feita utilizando-se a seguinte equação:

$$[F] = \iiint [B]^T [\sigma] dv = t \iint [B]^T [\sigma] dA \quad (\text{III.1})$$

onde: $[F]$ = vetor forças equivalentes,

$[B]$ = matriz deformação-deslocamento,

$[\sigma]$ = vetor tensões residuais,

v = volume,

t = espessura do elemento,

A = área.

A eq. (III.1) pode ser obtida através da minimização da energia potencial total de um meio, considerando-se que a configuração de equilíbrio do meio, satisfazendo compatibilidade e condições de contorno, corresponde ao mínimo desta energia.

III.7.3.3 - Modificação das tensões laterais em acordo com o modelo bilinear de SEED e DUNCAN (1986)

A modificação (decréscimo) das tensões laterais em acordo com o modelo bilinear, capítulo II item II.5.2.2 da presente tese, foi feita através da subrotina MODIFYSG.

Para se manter o equilíbrio em todas as fronteiras, devido à anterior modificação, forças nodais apropriadas são calculadas na subrotina EQLIBC. Estas forças são aplicadas com o sinal trocado de forma a representar esta redução. Tanto a subrotina MODIFYSG como a EQLIBC são apresentadas no anexo B.

III.7.3.4 - Modelagem alternativa no CRISP92-SC das múltiplas passadas do rolo compactador

De forma a se considerar a influência das múltiplas passadas do rolo compactador, principalmente nas deformações da massa de solo, o programa SSCOMP94 permite que se defina o que foi denominado de "profundidade de amolecimento". Através deste procedimento, simulam-se as múltiplas passadas do rolo através de um único incremento.

No CRISP92-SC, estabeleceu-se também um procedimento alternativo, o qual permite, incrementalmente, que se modelem as diferentes passadas do rolo (vide anexo C).

Tal procedimento leva a um aumento no número de incrementos, tornando mais demorado o tempo de execução do programa, mas, devido às excelentes técnicas de programação do CRISP92, no entanto, este tempo continua sendo perfeitamente aceitável.

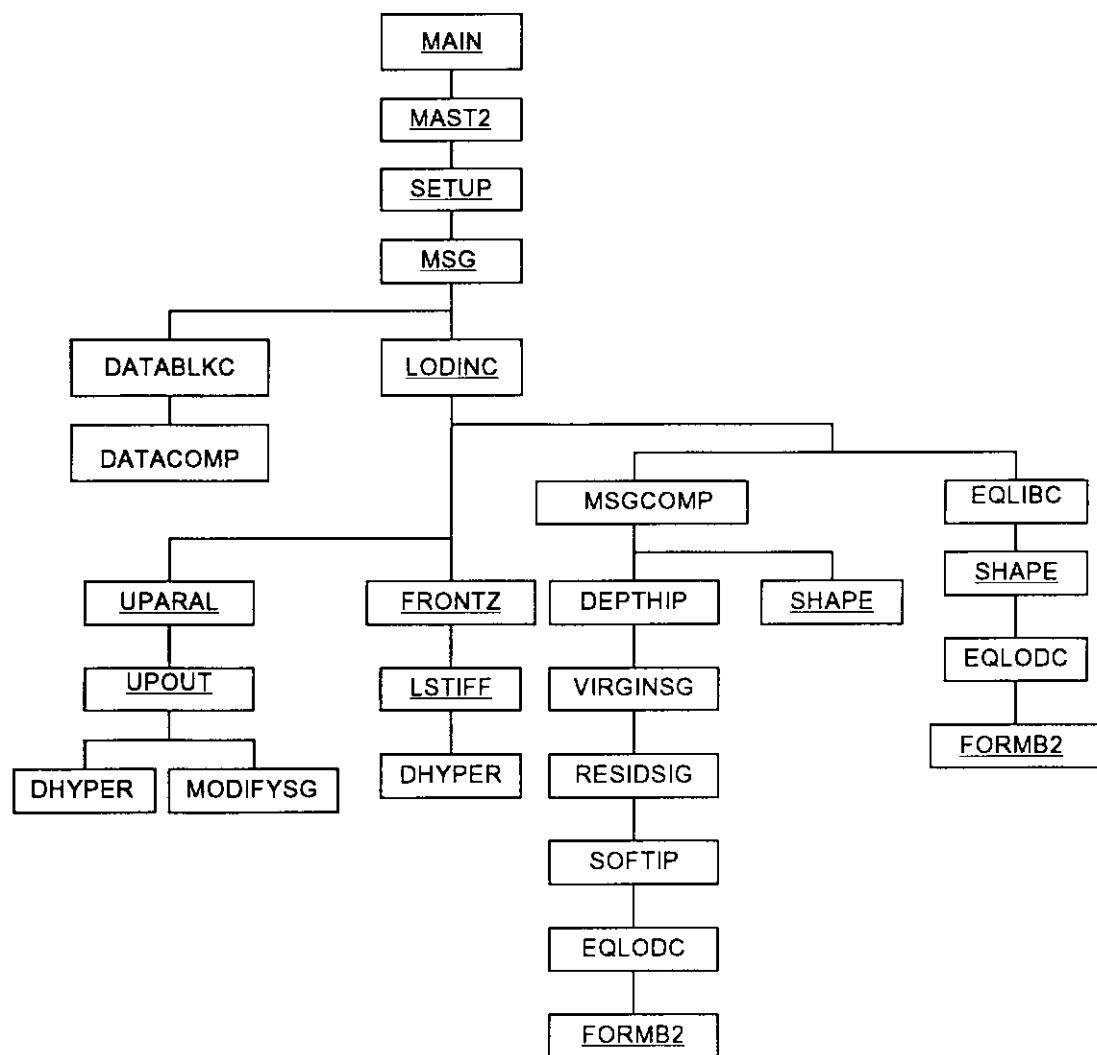
III.7.3.5 - Implementação das subrotinas, relativas à modelagem da compactação, no CRISP92-SC

Na implementação da modelagem da compactação, foram modificadas as seguintes subrotinas do CRISP92:

- i) MAST2: foram incrementados os arranjos necessários no vetor de trabalho;
- ii) SETUP: foram inicializados os anteriores arranjos;
- iii) MSG: foi incluída a leitura dos dados referentes à camada compactada;
- iv) LODINC: foi incluída a leitura e controle das condições iniciais da compactação em cada incremento. Foi incluído também o cálculo das forças equilibrantes à redução das tensões laterais; e

v) UPOUT: foi incluída a modificação (decréscimo) das tensões laterais de acordo ao modelo bilinear.

A estrutura hierárquica da implementação é mostrada na fig. III.14.



**Fig. III.14 - Estrutura hierárquica da implementação no programa CRISP92.
(As subrotinas sublinhadas não foram implementadas).**

III.7.4 - Verificação da implementação da simulação da compactação no CRISP92-SC

Visando avaliar a implementação efetuada no programa CRISP92, compararam-se resultados de análises efetuadas com o programa, com as medições efetuadas por CARDER e outros (1977) no muro de contenção de concreto.

Utilizaram-se, nestas análises, os mesmos parâmetros e malha de elementos finitos empregados por SEED e DUNCAN (1986).

Na fig. III.15, mostram-se os resultados destas análises, sem e com compactação, considerando-se o aterro dividido em dez camadas. Também são

mostrados, nesta fig. III.15, os resultados das análises de SEED e DUNCAN (1986) e as análises efetuadas com o SSCOMP94 (item III.4.2).

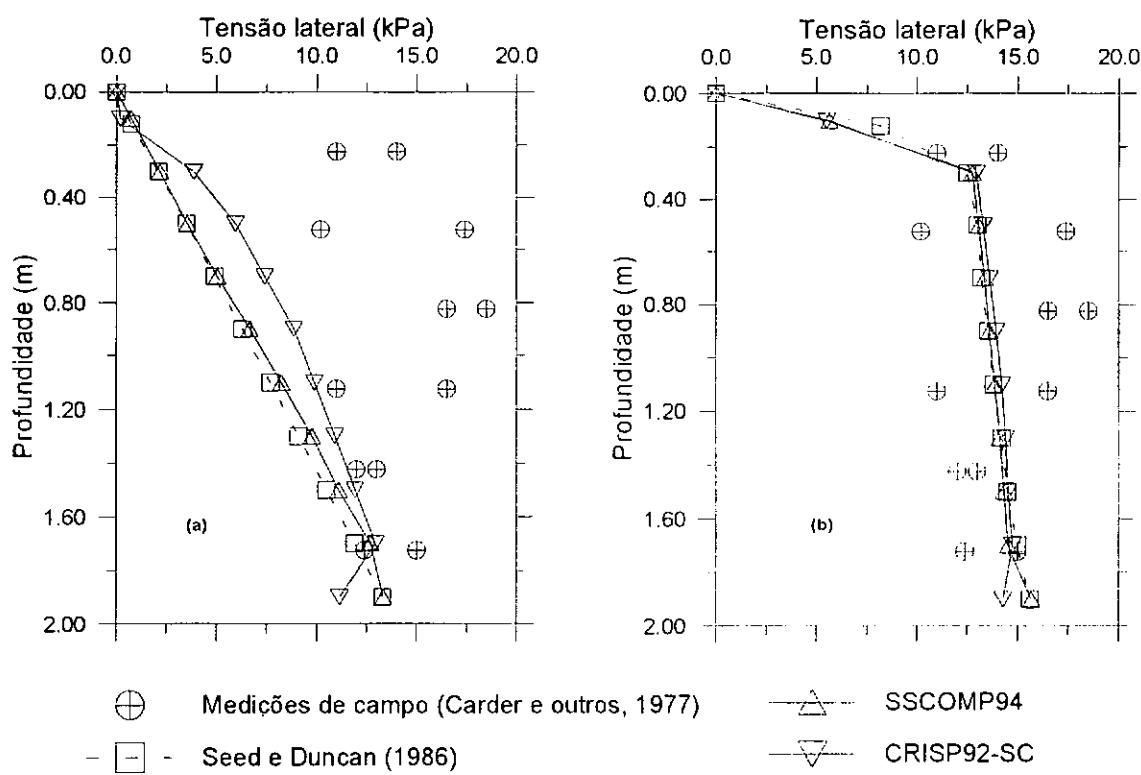


Fig. III.15 - Muro TRRL. Seção de concreto. Previsto com o CRISP92-SC (1 inc./cam.): (a) sem compactação; (b) compactado.

Nas análises com e sem compactação, considerou-se somente um único incremento de carga por camada. Considere-se que, no caso da modelagem da compactação, este "único" incremento engloba a deposição, a compactação e a redução das tensões laterais.

Como se observa na fig. III.15, os resultados obtidos com o programa CRISP92-SC não foram bons para o caso sem compactação. Tal se verifica em virtude do pequeno número de incrementos utilizado na aproximação da não linearidade física (o programa CRISP92-SC faz uso da técnica incremental).

De forma a se avaliar esta questão, aumentou-se o número total de incrementos de 10 para 74. A resposta desta nova análise é mostrada na fig. III.16. Observa-se uma melhoria nos resultados das análises desconsiderando-se a compactação. A distribuição de tensões horizontais obtidas utilizando 74 incrementos é quase coincidente com a obtida com o SSOMP94 com 10 incrementos.

Nas análises incluindo a compactação com 74 incrementos, fig. III.16.b, verifica-se que a distribuição de tensões laterais apresentou-se mais próxima das medições de campo.

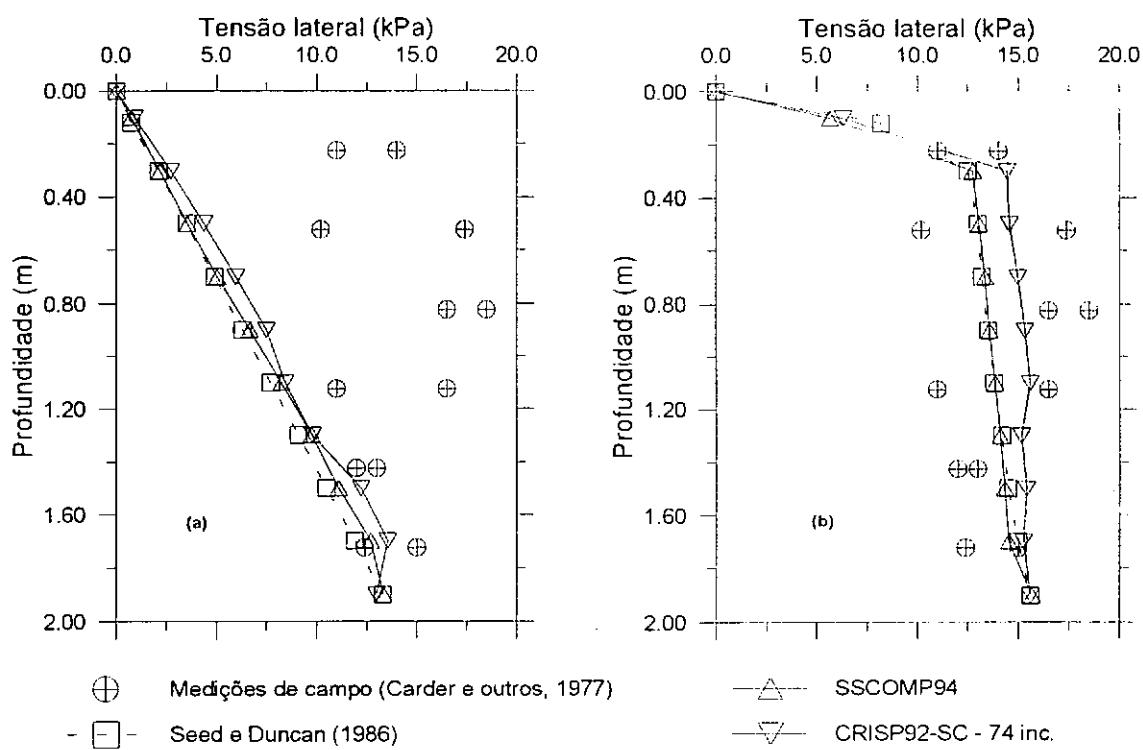


Fig. III.16 - Muro TRRL. Seção de concreto. Previsto com o CRISP92-SC: (a) sem compactação; (b) compactado.

Analizando-se as figuras III.15 e III.16, pode-se observar que o aumento do número de incrementos melhora notavelmente a resposta sem compactação. No entanto, no caso em que se incluiu a compactação, independente do número de incrementos, os resultados apresentados foram todos bons.

III.8 - A formulação hiperbólica combinada com o modelo de Drucker e Prager (1952, 1953)

Não obstante a formulação hiperbólica ser amplamente utilizada, devido a sua simplicidade e a facilidade na determinação dos parâmetros envolvidos, esta formulação apresenta limitações para modelar situações próximas à rotura por não permitir considerar-se a dilatância do solo durante o cisalhamento e por não ser capaz de modelar as deformações plásticas.

Decidiu-se, por estes motivos, complementar-se a modelagem incorporando-se, na formulação hiperbólica, um modelo plástico, de forma a melhor representar o comportamento tensão-deformação da fundação próximo ao colapso.

Optou-se pelo modelo de DRUCKER e PRAGER (1952, 1953) pelos motivos apresentados a seguir:

- i) é adequado a representar argilas pré-adensadas, o que não se verifica no caso do modelo de ROSCOE e BURLAND (1968);
- ii) experiência adquirida na COPPE na utilização deste modelo (ALMEIDA, 1977; ITURRI, 1991).

PARISEU e outros (1970) fazem ressalvas à dilatação excessiva prevista pelo modelo, consequente do princípio da normalidade e da lei de escoamento associada. No entanto, por se tratar, no caso da presente tese, de análises sob solicitação não drenada em material saturado (análise do aterro experimental da barragem de Empingham), esta observação não se aplica.

Restrições também existem quanto à capacidade de o modelo, adequadamente, representar as variações do ângulo de atrito e do módulo com a tensão confinante (ALMEIDA, 1977). Quanto ao ângulo de atrito, tendo-se em vista o comportamento não drenado do solo de fundação, tal preocupação pode ser descartada. Quanto ao módulo de elasticidade, esta limitação foi superada fazendo-o variar linearmente com a profundidade.

A modelagem hiperbólica combinada foi implementada no programa CRISP92-SC através da subrotina DHYPERP. Esta subrotina considera, além da formulação hiperbólica, a modelagem da resistência à tração, a variação do módulo de elasticidade com a deposição das camadas de solo e o comportamento descarregamento - recarregamento.

A subrotina DHYPERP foi implementada no CRISP92-SC modificando as subrotinas ATRANS (subrotina auxiliar para o modelo elasto-plástico perfeito), DELP (cálculo da matriz tensão-deformação para o modelo elasto-plástico perfeito No.5), DEPT (subrotina auxiliar para o cálculo da matriz tensão-deformação para o modelo elasto-plástico perfeito No.5), INSIT (cálculo das tensões in situ), INVAR (cálculo dos invariantes de tensão para o modelo No.5), VALFUN (cálculo da função de plastificação), YIELD (correção da superfície de plastificação para pontos de integração plastificados).

A entrada de dados da versão modificada é efetuada através do menu do pré-processador. Foi utilizado o modelo elasto-plástico perfeito (modelo No. 5 do CRISP92) com a correspondência de parâmetros mostrada na tab. III.3.

Na versão implementada, detecta-se que se trata da formulação hiperbólica combinada com o modelo de Drucker e Prager, quando se considera $R_f > 0$. Caso $R_f = 0$, o programa modificado retorna ao modelo elasto-plástico original.

Tab. III.3 - Correspondência de parâmetros do modelo elasto-plástico e da formulação hiperbólica combinada com o modelo elasto-plástico

| ícon | modelo elasto-plástico | formulação hiperbólica combinada ao modelo elasto-plástico |
|------|---------------------------|--|
| 1 | E_o | E_o |
| 2 | ν | ν |
| 3 | c_o | c_o |
| 4 | ϕ | ϕ |
| 5 | y_o | y_o |
| 6 | Critério de escoamento | Critério de escoamento |
| 7 | 0 ou K_w | 0 ou K_w |
| 8 | γ | γ |
| 9 | -- | K_{ur}/K |
| 10 | -- | R_f |
| 11 | m_E | m_E |
| 12 | m_c | m_c |

onde: E_o = módulo elástico em $y = y_o$

ν = coeficiente de Poisson

c_o = coesão em $y = y_o$

ϕ = ângulo de atrito (graus)

y_o = coordenada y na que $E = E_o$

Critério de escoamento (1 = von Mises, 2 = Tresca, 3 = Drucker-Prager,
4 = Mohr-Coulomb)

K_w = módulo volumétrico da água

γ = peso específico

K_{ur}/K = relação entre os parâmetros adimensionais do módulo de Young no
descarreg.-recarreg. e no carregamento

R_f = relação de ruptura

m_E = taxa de incremento de módulo de elasticidade com a profundidade

m_c = taxa de incremento da coesão com a profundidade.

Descreve-se, a seguir, a forma com que se implementou o cálculo do nível de tensões SL. Calcula-se a tensão desviatórica correspondente ao escoamento, utilizando-se a seguinte expressão da função de plastificação f_p do modelo de Drucker e Prager:

$$f_p = 3.\alpha.\sigma_m + \bar{\sigma} - k \quad (\text{III.2})$$

onde α e k são constantes físicas que dependem da coesão c e do ângulo de atrito ϕ expressas por

$$\alpha = \frac{\operatorname{sen}(\phi)}{\sqrt{9 + 3.\operatorname{sen}^2(\phi)}} \quad ; \quad k = \frac{3.c.\cos(\phi)}{\sqrt{9 + 3.\operatorname{sen}^2(\phi)}} \quad (\text{III.3})$$

σ_m e $\bar{\sigma}$ ficam expressos por

$$\sigma_m = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3} \quad (\text{III.4})$$

$$\bar{\sigma} = \left[\frac{1}{2} \left(S_x^2 + S_y^2 + S_z^2 \right) + \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2 \right]^{1/2} \quad (\text{III.5})$$

onde

$$S_x = \sigma_x - \sigma_m \quad ; \quad S_y = \sigma_y - \sigma_m \quad ; \quad S_z = \sigma_z - \sigma_m \quad (\text{III.6})$$

Na condição axissimétrica, onde $\sigma_2 = \sigma_3$, a expressão (III.2) reduz-se a

$$f_p = \alpha(\sigma_1 + 2.\sigma_3) + \left[\frac{1}{3}(\sigma_1 - \sigma_3) \right]^{1/2} - k \quad (\text{III.7})$$

Então, levando-se em consideração que, na plastificação, $f_p = 0$, a tensão desviatórica σ_d correspondente a este estado será igual a (neste modelo as tensões de compressão são consideradas negativas):

$$\sigma_d = \frac{3.\alpha.\sigma_3 + k}{\sqrt{3}} - \alpha \quad (\text{III.8})$$

III.9 - IMPLEMENTAÇÕES COMPLEMENTARES NO CRISP92-SC

Complementarmente aos modelos já descritos, foi implementado, no CRISP92-SC, o seguinte:

III.9.1 - Lançamento das camadas

De forma a se considerar apenas o peso da nova camada lançada, pois o solo, ao ser lançado, encontra-se muito fofo, geralmente, reduz-se a rigidez dos elementos que a compõem. SEED e DUNCAN (1984) sugerem a utilização de um fator de redução da rigidez de 0^{-4} , para o caso de análise de barragens. Esta opção foi incluída no CRISP92-SC, na subrotina DHYPER, onde é feito o cálculo da matriz elástica [D].

III.9.2 - Cálculo alternativo das tensões *in situ*

O programa CRISP92, no cálculo das tensões "in situ", considera horizontal a superfície do terreno, tomando como referência, para definir este plano, o ponto de cota superior⁽²⁾.

No caso de terrenos de superfície irregulares, tal procedimento leva a sérias incorreções. Visando contornar este problema, efetuaram-se modificações na subrotina INSIT do programa CRISP92, que passou a permitir a consideração da superfície real do terreno.

No anexo D apresenta-se o manual da elaboração do arquivo de dados do programa modificado.

III.9.3 - Zeragem dos deslocamentos do topo da camada lançada

A anulação dos deslocamentos no topo de cada camada lançada conduz mais rapidamente à convergência dos resultados (MAHLER, 1974). Tal procedimento inclusive melhor corresponde às condições de medições de campo, já que em geral, a instrumentação só é instalada e as leituras só podem ser efetuadas após o lançamento da camada.

Esta opção foi incluída no CRISP92 modificando a subrotina MSG (rotina de controle) e a UPOUT (saída de resultados). No anexo E apresenta-se o manual de elaboração do arquivo de dados para definição das coordenadas dos topos das camadas lançadas.

(2) A versão do CRISP no livro de BRITTO e GUNN (1987) permite a leitura de tensões *in situ* em todos os pontos de integração da malha.

III.9.4 - Tensões induzidas pela compactação no cálculo das tensões in situ

Para se incluir no cálculo das tensões in situ as tensões induzidas pela compactação, utilizou-se o procedimento manual proposto por DUNCAN e SEED (1986).

Na implementação da INSIT (cálculo das tensões in situ) do programa CRISP92-SC, foram utilizadas, como dados de entrada, as tensões vertical (σ'_{vo}) e horizontal ($\sigma'_{h,ro}$) correspondentes ao ponto de interseção das equações (III.9) e (III.10):

$$\sigma'_{h,r} = K_0 \cdot \sigma'_v + F \cdot \Delta \sigma'_{h,vc,p} \quad (\text{III.9})$$

$$\sigma'_{h,r} = K_1 \cdot \sigma'_v \quad (\text{III.10})$$

A distribuição das tensões residuais em profundidade é calculada como a seguir, sendo y_{ro} a profundidade na qual se verifica a interseção das curvas correspondentes às equações (III.9) e (III.10).

$$y \leq y_{ro} \Rightarrow \sigma'_{h,r} = K_1 \cdot \sigma'_v \quad (\text{III.11})$$

$$y > y_{ro} \Rightarrow \sigma'_{h,r} = \sigma'_{h,ro} + K_2 \cdot (\sigma'_v - \sigma'_{vo}) \quad (\text{III.12})$$

Para profundidades nas quais tenha-se $\sigma'_{h,r}$ maior que $K_0 \cdot \sigma'_v$, toma-se

$$\sigma'_{h,r} = K_0 \cdot \sigma'_v \quad (\text{III.13})$$

No anexo F, apresenta-se o manual do arquivo dos dados de entrada onde é efetuado o cálculo das tensões residuais segundo as equações (III.11), (III.12) e (III.13).

III.9.5 - Implementação da formulação hiperbólica com variação linear da coesão c e do módulo de elasticidade inicial E_i .

Implementou-se, no programa CRISP92-SC, a formulação hiperbólica, considerando a variação linear da coesão, c , e do módulo de elasticidade inicial, E_i . A formulação foi implementada através da subrotina DHYPERL (vide anexo B). A subrotina DHYPERL foi estabelecida modificando-se as subrotinas LSTIFF (cálculo e montagem da matriz de rigidez) e UPOUT (atualização e saída de resultados).

Visando-se a se possibilitar o uso do pré-processador do CRISP92, efetuou-se uma correspondência dos parâmetros de entrada da formulação hiperbólica, com o menu do pré-processador do modelo elástico com variação linear do módulo com a profundidade (modelo No. 2 da versão original), conforme apresentado na tab. III.4.

O programa CRISP92-SC considera que se trata da formulação hiperbólica quando $R_f > 0$ e $\text{var} \geq 100$. Caso $R_f = 0$, o programa manterá o modelo elástico da versão original.

Tab. III.4 - Correspondência de parâmetros de entrada do modelo elástico com os parâmetros de entrada da formulação hiperbólica.

| ícon | modelo elástico | formulação hiperbólica |
|------|-----------------|------------------------|
| 1 | E_o | E_o |
| 2 | y_o | y_o |
| 3 | m_E | m_E |
| 4 | ν | ν |
| 5 | 0 | R_f |
| 6 | 0 ou K_w | 0 ou K_w |
| 7 | 0 | 0 |
| 8 | γ | γ |
| 9 | k_x | K_{ur}/K |
| 10 | k_y | c_o |
| 11 | 0 | m_c |
| 12 | 0 | var |

onde: E_o = módulo elástico em $y = y_o$

y_o = coordenada y na que $E = E_o$

m_E = taxa de incremento de módulo de elasticidade

ν = coeficiente de Poisson

R_f = relação de ruptura

K_w = módulo volumétrico da água

γ = peso específico

k_x, k_y = coeficiente de permeabilidade nas direções x e y, respectivamente

K_{ur}/K = relação entre os parâmetros adimensionais, do módulo de Young, no descarreg.-recarreg. e no carregamento

c_o = coesão em $y = y_o$

m_c = taxa de incremento da coesão

var = 100 para variação linear com a profundidade, e 200 para variação linear com σ_3 .

III.10 - SUMÁRIO E CONCLUSÕES

- As análises efetuadas com os programas SSCOMP94 e CRISP92-SC foram semelhantes e representam, adequadamente, os resultados obtidos em modelos em escala real.
- Tendo em vista a maior versatilidade do programa CRISP92-SC, optou-se em implementá-lo com o modelo histerético da compactação segundo o procedimento definido em SEED e DUNCAN (1986) e adotá-lo como o programa principal das análises que se desenvolverão a seguir.
- Além do modelo histerético, algumas outras implementações complementares foram também incluídas neste programa.
- O programa CRISP92-SC, da forma como ficou estabelecido, constitui-se uma excelente ferramenta para análise de aterros compactados podendo-se considerar também: (a) lançamento das camadas, (b) cálculo alternativo das tensões in situ, (c) zeragem dos deslocamentos do topo da camada lançada, (d) tensões induzidas pela compactação no cálculo das tensões in situ, (e) formulação hiperbólica com variação linear da resistência não drenada e do módulo de elasticidade inicial.

CAPÍTULO IV

REANÁLISE DO ATERRO EXPERIMENTAL DA BARRAGEM DE EMPINGHAM DESCONSIDERANDO-SE A COMPACTAÇÃO

IV.1 - INTRODUÇÃO

Reanalisou-se o aterro experimental da barragem de Empingham. Nas análises apresentadas neste capítulo, desconsiderou-se a compactação. Estes estudos têm por objetivo cotejarem-se os procedimentos de análise adotados, com os efetuados por HAMZA (1976). Estudos incluindo a compactação serão apresentados no capítulo V.

O aterro experimental de Empingham foi tomado como referência pelos seguintes motivos:

- i) o projeto encontra-se muito bem documentado;
- ii) conta-se com medições de campo;
- iii) dispõe-se de resultados de ensaios *in situ* e de laboratório;
- iv) o comportamento do aterro foi prévia e sobejamente analisado: CHANDLER (1970, 1972, 1974), CHANDLER e SKEMPTON (1974), SODHA (1974), WERNECK (1974, 1975a, 1975b, 1976c), MAGUIRE (1975), VAUGHAN (1975) e HAMZA (1976).

Além das análises numéricas, são apresentados, neste capítulo, de maneira resumida, o projeto Empingham, as características geológicas e propriedades geomecânicas dos solos envolvidos e a instrumentação implantada, com base no publicado em SODHA (1974), WERNECK (1974, 1975a) e MAGUIRE (1975).

IV.2 - O PROJETO EMPINGHAM

O projeto Empingham, fig. IV.1, consistiu basicamente no represamento de aproximadamente 124 milhões de m³ de água para uma zona de rápida expansão urbana e industrial localizada a 150 km ao norte de Londres.

O represamento foi feito através de uma barragem de terra compactada de 40 m de altura e 1200 m de comprimento capaz de suportar 34 m de coluna de água e de fornecer uma vazão de 34 m³/s.

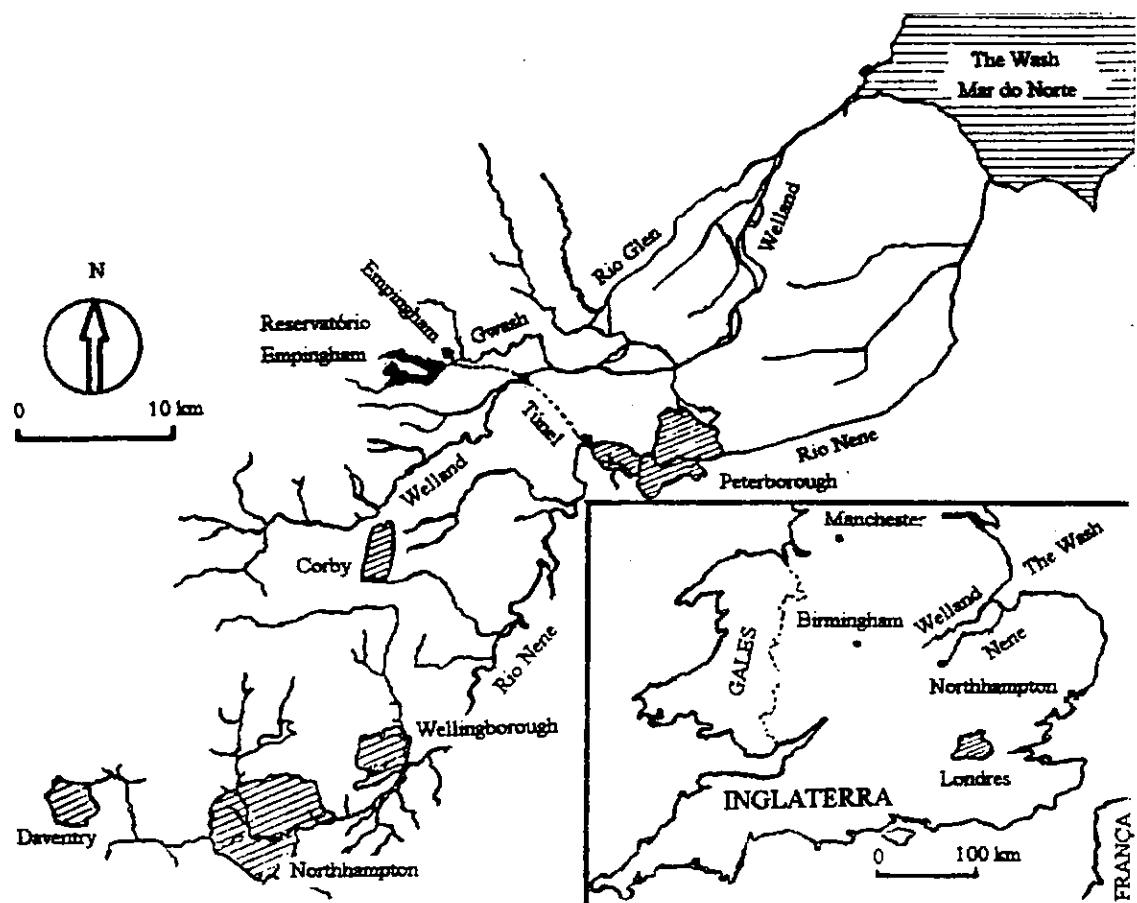


Fig. IV.1 - Sistema Empingham (apud WERNECK, 1975a)

A barragem foi construída de 1972 a 1974 ao lado da cidade de Empingham, no vale do rio de Gwash, aproveitando-se as condições topográficas do local e o baixo custo das desapropriações. A barragem é do tipo homogênea, porém, dados os diferentes graus de saturação com que o aterro foi implantado, a barragem pode ser considerada, em certo sentido, zoneada, fig. IV.2.

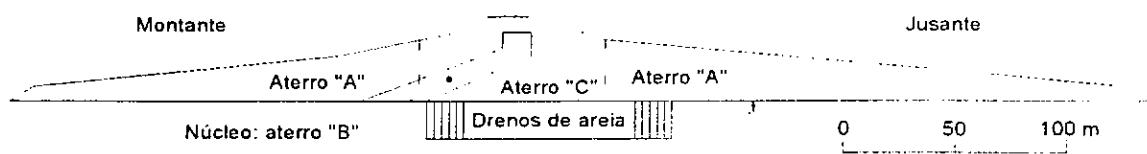


Fig. IV.2 - Seção típica da barragem de Empingham (apud WERNECK, 1975a)

No núcleo inclinado, o grau de saturação foi mais elevado (aterro B) e, consequentemente, a resistência ao cisalhamento não drenada apresentou-se mais baixa. Na parte central, utilizou-se o solo mais seco (aterro C) para se minimizar o desenvolvimento de poro-pressões durante a fase de construção e se reduzir o empuxo

do centro sobre as bermas. No restante da estrutura (aterro A), utilizou-se uma saturação intermediária.

Com o objetivo de se captar possíveis fugas ocasionadas por uma eventual fissuração do corpo da barragem, foi utilizado um filtro vertical imediatamente a jusante do núcleo. Foram utilizados também drenos de areia de ponta aberta na parte central da fundação para acelerar o ganho de resistência durante as fases de construção e enchimento do reservatório.

A barragem foi fundada, fig. IV.3, sobre uma argila terciária Lias-superior fortemente pré-adensada e de baixa resistência ao cisalhamento. Esta baixa resistência ao cisalhamento definiu a largura da barragem.

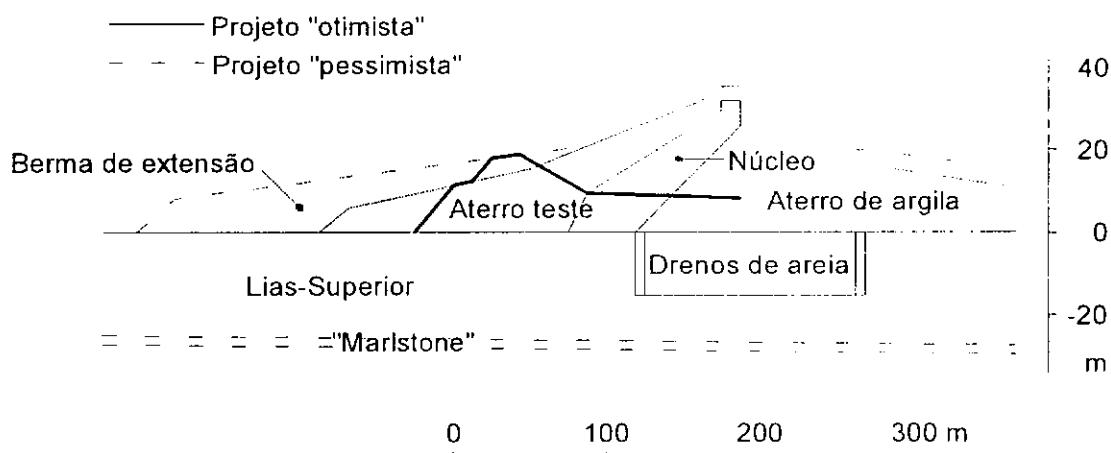


Fig. IV.3 - Localização do Aterro teste (apud WERNECK, 1975a)

Tendo-se em vista que as propriedades de resistência e deformabilidade da argila não eram conhecidas com a precisão requerida pelo projeto, foi decidido construir um aterro experimental instrumentado à montante da barragem, o qual foi incorporado à mesma.

As grandes deformações apresentadas no aterro experimental, conjuntamente à ruptura observada nas escavações efetuadas na área de empréstimo de material para o aterro, determinaram um projeto conservativo da barragem.

IV.2.1 - Geologia local da barragem de Empingham

Segundo cita WERNECK (1974), a geologia local da barragem de Empingham caracterizou-se principalmente por depósitos Jurássicos e, em menor grau, por sedimentos Quaternários, fig. IV.4. Camadas pouco espessas de arenitos, calcáreos e outros materiais também Jurássicos, presentes nas encostas do vale, diminuem de espessura a cotas mais baixas, sendo que o fundo do vale é ocupado por depósitos aluvionares recentes.

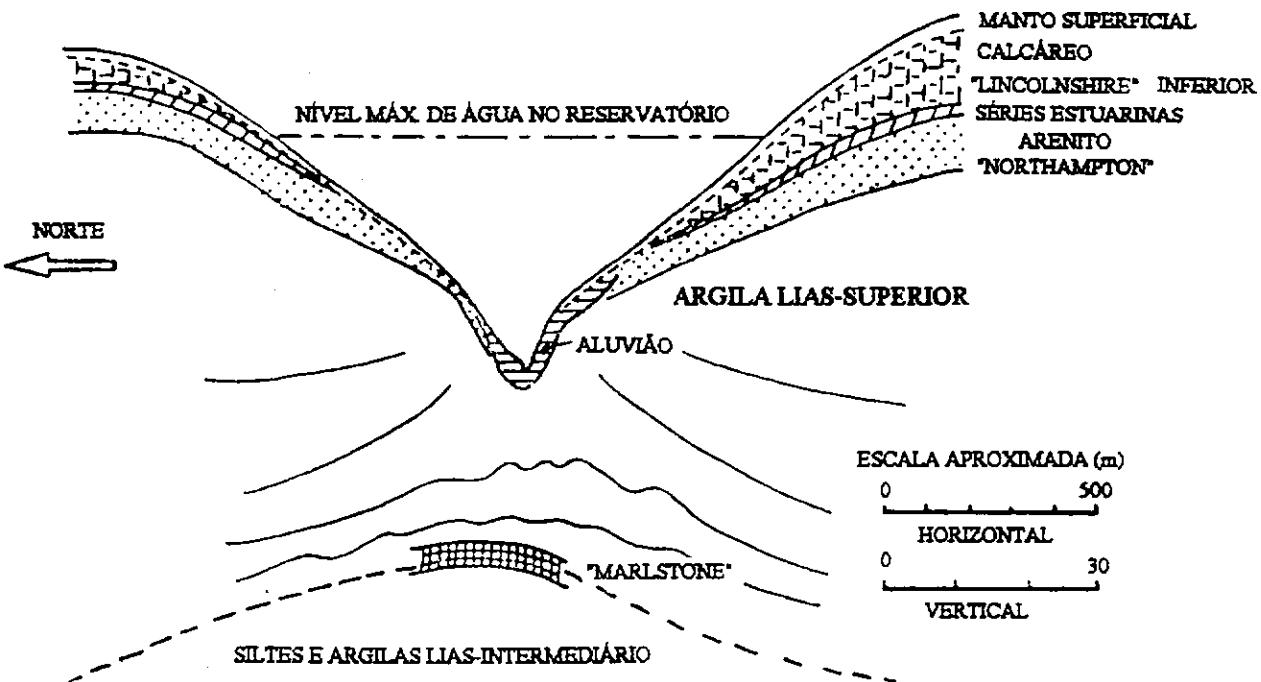


Fig. IV.4 - Perfil geológico (apud WERNECK, 1975a)

A barragem de Empingham foi construída sobre a argila Lias-superior, um depósito marinho do Jurássico inferior de espessura igual ou superior a 20 m. Segundo SODHA (1974), o termo Lias é usado para denominar a mais baixa das três maiores divisões Jurássicas.

A Lias foi dividida em três zonas: Lias-superior (argila siltosa), Lias-intermediária (argila com alto conteúdo de rocha dura) e Lias-inferior (argila azul). Uma camada de 2 m de "Marlstone" situa-se entre o Lias-superior e as argilas e siltes do Lias-intermediário.

Segundo cita WERNECK (1974), a Lias-superior é uma argila siltosa, muito fossilífera, cinza escuro, com lâminas ocasionais e descontínuas de calcáreos e argilitos, assumindo, por vezes, a profundidades maiores, aparência folheada.

A argila Lias-superior pode ser encontrada na forma de grumos arredondados mais o menos intatos, arranjados densamente, freqüentemente orientados em desacordo com os planos originais de acamamento, tendo os espaços entre eles preenchidos por matriz mais mole e mais úmida de material amolgado. Esta perturbação severa da estrutura macroscópica ("fabric"), denominada de "brecciação" (CHANDLER, 1973), está também associada ao efeito do intemperismo.

IV.2.2 - Propriedades geomecânicas do solo de fundação e do aterro

Foram efetuadas sondagens, ensaios *in situ* e em laboratório (SODHA, 1974; MAGUIRE, 1975; WERNECK, 1975a). Os ensaios *in situ* consistiram em provas de carga em placas a diversas profundidades. A programação de ensaios em laboratório contemplou ensaios de caracterização, compressão simples, triaxial não-adensado não-drenado (UU), triaxial adensado não-drenado com medição da poro-pressão ($\overline{C_U}$), "ring shear", adensamento unidimensional em oedômetro convencional, e adensamento isotrópico em célula de compressão triaxial.

Ensaio triaxiais foram efetuados em amostras compactadas em laboratório. A estrutura obtida no campo através da compactação utilizando o pé de carneiro vibratório difere da estrutura obtida através da compactação dinâmica em laboratório. WERNECK (1974) sugere que a resistência não drenada obtida em laboratório deveria apresentar-se superior à de campo, devido à completa destruição das fissuras da argila Lias-superior nas amostras de laboratório e da redução do grau de saturação, durante o preparo e compactação das amostras.

A resistência não-drenada ficou compreendida entre os seguintes valores (WERNECK, 1975a):

$$c_u = 30 + 3,5.z \quad \text{limite inferior} \quad (\text{IV.1})$$

$$c_u = 56 + 4,8.z \quad \text{valor médio} \quad (\text{IV.2})$$

$$c_u = 105 + 3,5.z \quad \text{limite superior} \quad (\text{IV.3})$$

onde: c_u = resistência ao cisalhamento não-drenada em kPa,

z = profundidade em m.

Segundo WERNECK (1975a), a umidade natural decresce de 25% para cerca de 19%, vinte metros abaixo do topo da fundação; o limite de liquidez varia entre 50% e 65% e o índice de plasticidade em torno de 25%; o solo foi classificado como CH (o solo se situa acima da reta de Casagrande na carta de plasticidade); a percentagem em peso das partículas argilosas de diâmetro menor que 0,002 mm é de 45% e a de silte corresponde ao intervalo entre os diâmetros de 0,002 mm e 0,06 mm é de cerca de 45% a 50%, restando 5% a 10% de areia fina; e o peso específico é ligeiramente superior a 20 kN/m³.

Os resultados obtidos a partir das provas de carga em placas apresentaram valores de resistência não drenada ao cisalhamento superiores, 50% em média, aos encontrados em laboratório. Estes maiores valores sugerem que o efeito de "brecciação" (vide definição anterior, item IV.2.1) acabou aproximadamente a uma profundidade de 15 m e que as amostras coletadas a maiores profundidades, utilizadas nos ensaios de

laboratório, sofreram um certo grau de amolgamento durante a amostragem (WERNECK, 1974).

Na tab. IV.1, são apresentadas as faixas de valores dos coeficientes de adensamento c_v , permeabilidade k e compressibilidade volumétrica m_v correspondentes à argila Lias superior.

Tab. IV.1 - Faixa de valores dos coeficientes c_v , k e m_v da argila Lias superior (apud WERNECK, 1974).

| Parâmetro | Faixa de valores |
|----------------------------------|---|
| c_v (m^2/s) | $0,48 \times 10^{-8}$ a $3,2 \times 10^{-8}$ |
| k (m/s) | $6,0 \times 10^{-12}$ a $3,0 \times 10^{-10}$ |
| m_v (m^2/MN) | 0,025 a 0,425 |

Na literatura revista pelo autor da presente tese (CHANDLER, 1974 e WERNECK, 1974), nada se comenta em relação ao valor da tensão de pré-adensamento da argila Lias e da profundidade do lençol freático. Somente se indica que a argila Lias da era Jurássica encontra-se no seu estado natural, saturada e altamente pré-adensada, dado a que foi submetida no passado a alturas de pressão superiores a 1000 m.

- Representação gráfica adimensionalizada e transformada das curvas tensão-deformação

São apresentadas, nas figuras IV.5.1, IV.5.2 e IV.5.3.a, as curvas tensão-deformação transformadas e adimensionalizadas em relação à resistência ao cisalhamento não-drenada c_u , dos ensaios triaxiais não-adensados não-drenados realizados em amostras do solo de fundação por MAGUIRE (1975). São mostradas, também, nestas figuras, as curvas obtidas através de retroanálise, para diferentes profundidades, utilizadas por HAMZA (1976). Para a fundação, foram adotados por Hamza parâmetros de resistência obtidos através de ensaios por WERNECK (1974), eq. (IV.1).

A retroanálise efetuada por HAMZA (1976) foi conduzida da seguinte forma:

- i) inicialmente, o aterro experimental foi analisado considerando-se elástico-linear o comportamento tensão-deformação dos solos;
- ii) com base no fato de que os deslocamentos (e deformações) são mais sensíveis às leis constitutivas do que as tensões, utilizaram-se os deslocamentos medidos no campo conjuntamente com as tensões obtidas através da análise elástica linear, para se construírem curvas tensão-deformação para diferentes profundidades;
- iii) com as curvas tensão-deformação assim obtidas, refizeram-se as análises;
- iv) assim, sucessivamente, repetiram-se os passos (ii) e (iii) até se obter uma variação mínima das curvas tensão-deformação.

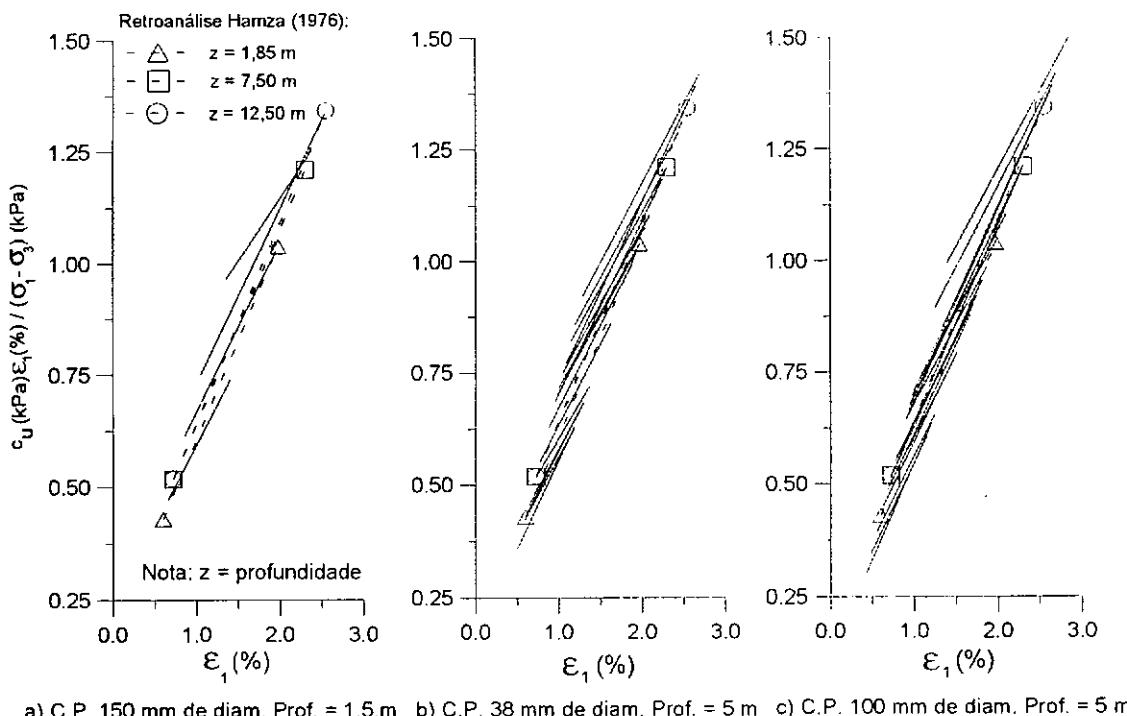


Fig. IV.5.1 - Representação hiperbólica normalizada e transformada das curvas tensão-deformação.

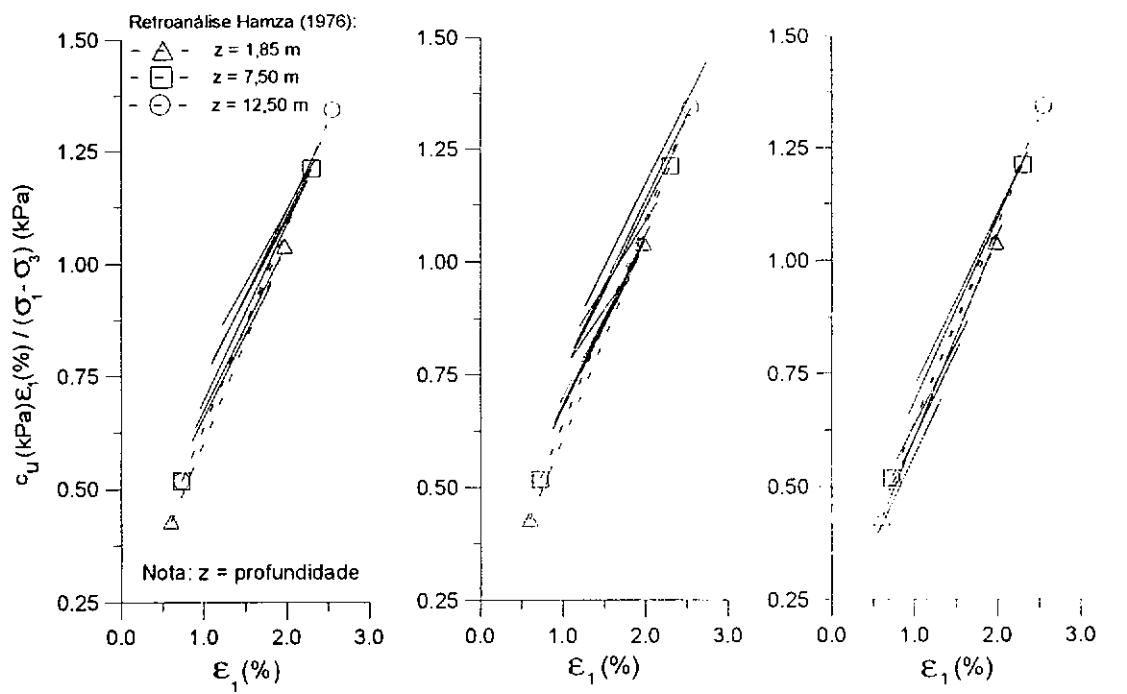


Fig. IV.5.2 - Representação hiperbólica normalizada e transformada das curvas tensão-deformação (continuação).

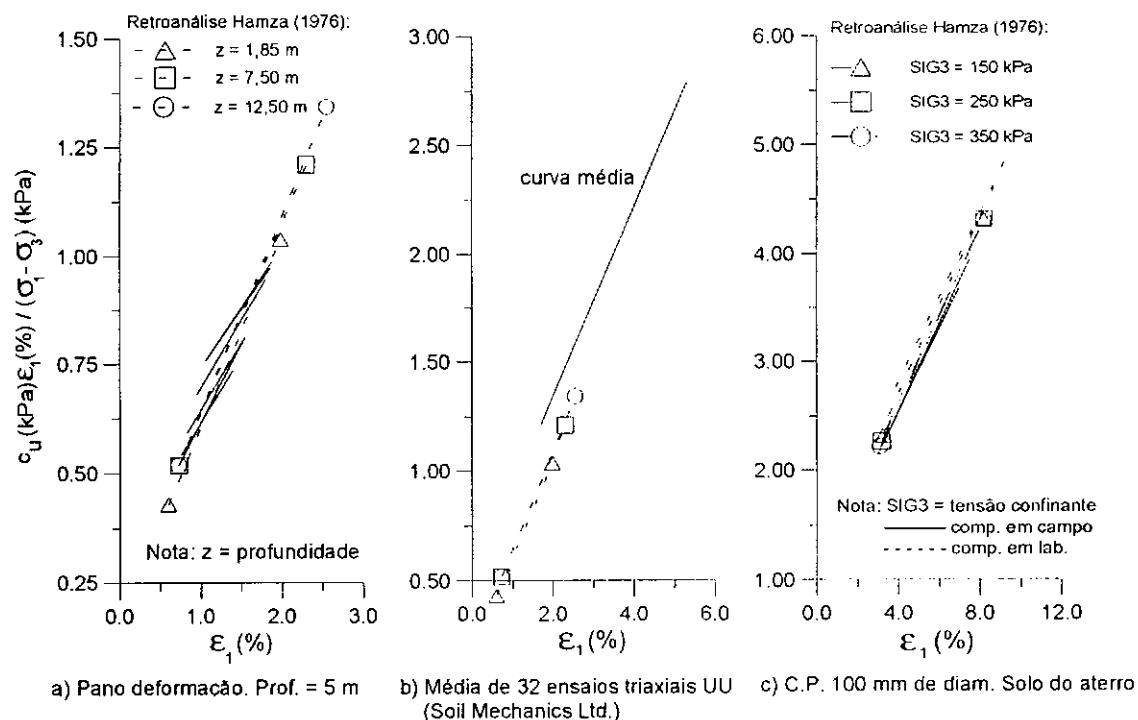


Fig. IV.5.3 - Representação hiperbólica normalizada e transformada das curvas tensão-deformação (continuação).

Destas figuras IV.5.1, IV.5.2 e IV.5.3.a, podem-se extrair as seguintes observações:

- o parâmetro $R_f/2$ (inclinação das retas é igual a c_u/σ_{duft}) se mantém aproximadamente constante, o que indica que este parâmetro independe do valor da sucção inicial existente nos corpos de prova (c.p.);
- já a relação c_u/E_i (resistência ao cisalhamento não-drenada/módulo elástico tangencial inicial) depende do valor da sucção inicial existente nos c.p. (MAGUIRE, 1975);
- as curvas utilizadas por HAMZA (1976) mostram-se nas faixas das curvas obtidas por MAGUIRE (1975);
- o valor de c_u/E_i , obtido a partir das curvas de HAMZA (1976), é praticamente constante;
- os valores do parâmetro R_f , achados a partir das curvas de MAGUIRE (1975) e de HAMZA (1976), são praticamente coincidentes e;
- a maior dispersão das curvas de MAGUIRE (1975) apresenta-se nos corpos de prova de menores dimensões.

Na fig. IV.5.3.b, é mostrada a curva tensão-deformação, normalizada em relação a c_u e transformada, correspondente à média de 32 ensaios triaxiais UU feitos pela Soil Mechanics Ltd. e apresentada por WERNECK (1974). Além desta curva, são mostradas também as utilizadas por HAMZA (1976). Observa-se nesta figura que, novamente, o valor de R_f destas curvas é praticamente o mesmo.

Na fig. IV.5.3.c, além das curvas utilizadas por HAMZA (1976), são mostradas as curvas tensão-deformação transformadas e normalizadas em relação a c_u obtidas por SODHA (1974) em amostras de solo do aterro compactado.

Na fig. IV.5.3.c, verifica-se que:

- i) o valor da relação de ruptura R_f se mantém constante;
- ii) o valor da relação c_u/E_i tem uma pequena dispersão e
- iii) as curvas de HAMZA (1976) se ajustam mais com as curvas de SODHA (1974) para o caso dos ensaios feitos com corpos de prova extraídos do aterro compactado.

IV.2.3 - O aterro experimental da barragem de Empingham

O aterro experimental posicionado à montante da barragem projetada foi construído visando a definir, com a precisão requerida pelo projeto, as propriedades de resistência e deformação da argila Lias (WERNECK, 1974). Este aterro teve três seções instrumentadas. A geometria destas seções foi estabelecida de forma que o comportamento do aterro pudesse ser considerado plano deformação (HAMZA, 1976). As inclinações médias do talude a montante destas três seções instrumentadas ficaram entre 32% e 36% ($17,5^\circ$ a 20° ou 1:3,1 a 1:2,8). Na fig. IV.6, apresenta-se a seção 487, correspondente às análises desta tese, cuja altura máxima foi aproximadamente de 17,3 m.

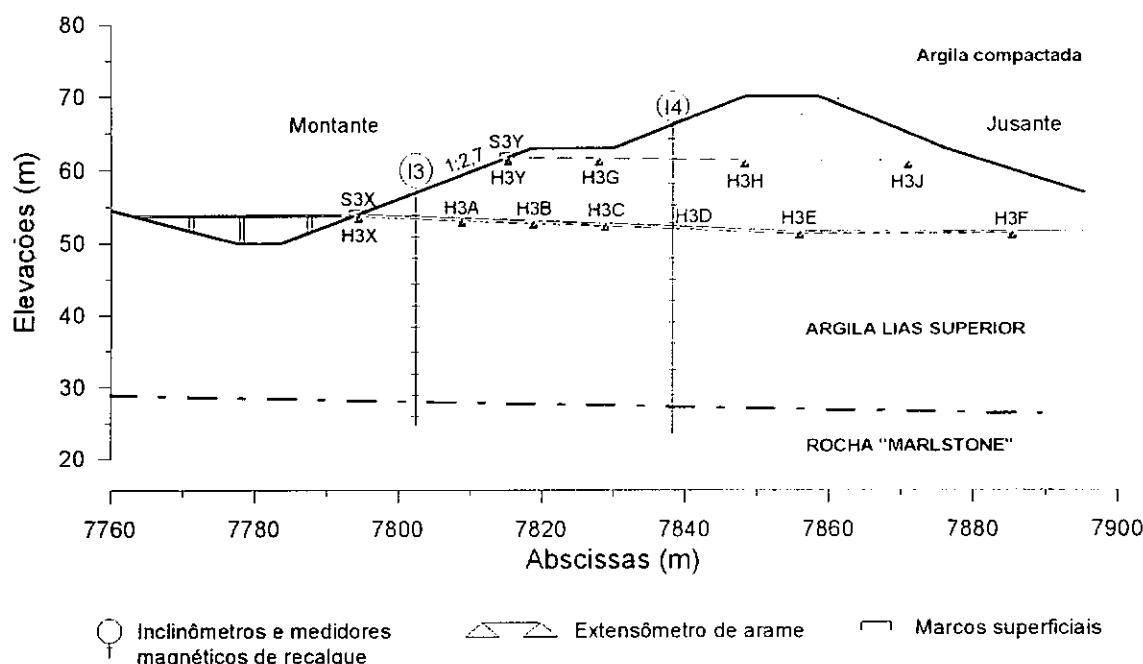


Fig. IV.6 - Aterro experimental. Seção 487 (apud WERNECK, 1974)

A construção do aterro experimental foi realizada em 93 dias, iniciando-se no dia 3 de julho de 1972 e finalizando no dia 3 de outubro do mesmo ano (WERNECK, 1974). Considerando-se constante a velocidade de construção, fig. IV.7, para a seção 487, tem-

se uma velocidade de construção de 0,775 cm/h ou 0,00075 %/min. Comparando-se com as taxas de deformação utilizadas por MAGUIRE (1975) de 0,00025%/min a 0,5%/min, observa-se que esta velocidade de construção encontra-se dentro da faixa de valores apresentada por esse autor.

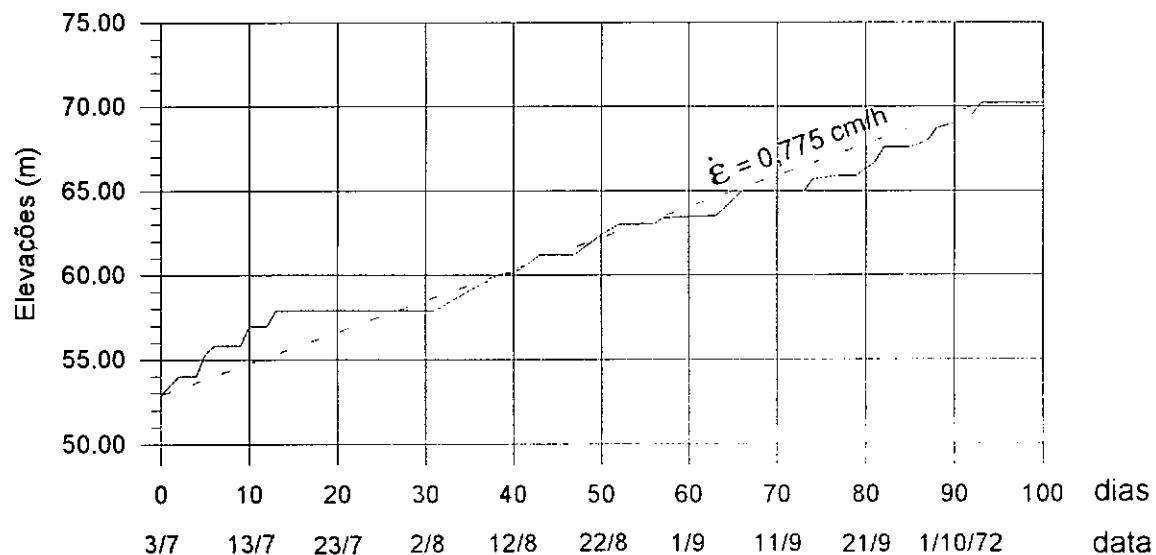


Fig. IV.7 - Velocidade de construção do aterro experimental da barragem de Empingham, seção 487 (apud WERNECK, 1974).

O aterro foi projetado seguindo as seguintes premissas (WERNECK, 1974):

- i) Forçar o comportamento bidimensional através de uma leve inclinação longitudinal da crista e de uma trincheira escavada na fundação. A escavação desta trincheira também proporcionou um contato direto entre o aterro e o solo de fundação (argila Lias-superior) e assim evitou possíveis infiltrações através das camadas permeáveis presentes nesta trincheira.
- ii) Talude a jusante suave para se evitar deslocamentos importantes nesse lado do aterro.
- iii) Inclusão de uma berma para impedir a ruptura precoce do aterro (o talude a montante foi originalmente projetado em 2 horizontal : 1 vertical).

IV.3 - ANÁLISE NUMÉRICA DO ATERRO EXPERIMENTAL DESCONSIDERANDO-SE A COMPACTAÇÃO

Apresentam-se, neste item, resultados de análises utilizando o método dos elementos finitos, do aterro experimental da barragem de Empingham. Desconsideraram-se, neste estudo, os efeitos da compactação.

IV.3.1 - Discretização do aterro experimental

A seção analisada (seção 487) foi a mesma considerada por HAMZA (1976). Na fig. IV.8, apresenta-se a discretização da malha que foi adotada por esse autor. HAMZA (1976) definiu esta discretização com base nos seguintes aspectos:

- i) modelou-se a construção em sete etapas, incluindo-se a escavação da trincheira,
- ii) as camadas superiores do aterro foram feitas mais finas para um melhor acompanhamento do comportamento não linear perto da ruptura,
- iii) os nós foram localizados coincidentes com a posição dos inclinômetros e dos medidores de deslocamento horizontal,
- iv) efetuou-se maior refinamento da malha nas zonas de alto gradiente de tensões.

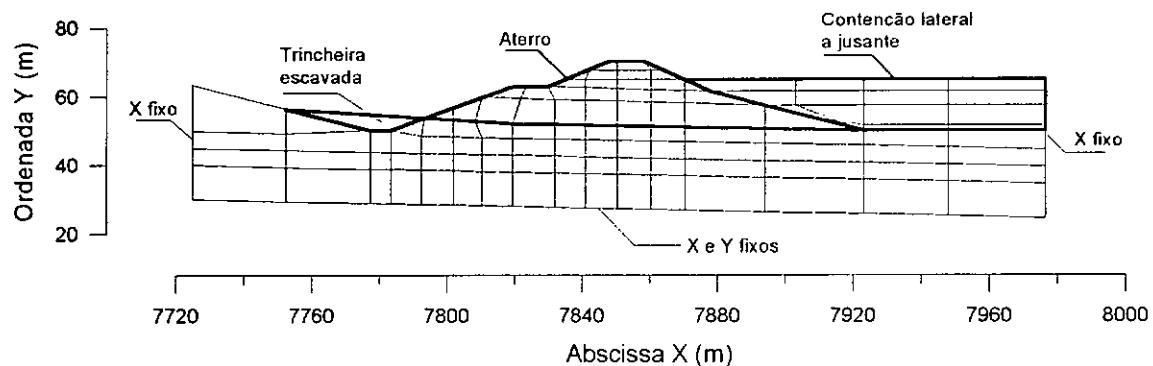


Fig. IV.8 - Malha de elementos finitos do aterro experimental (apud HAMZA, 1976).

HAMZA (1976) analisou a influência da contenção lateral a jusante do aterro experimental, exercida pela construção da barragem propriamente dita. Consideraram-se malhas com e sem esta contenção. A modelagem foi efetuada através de elementos localizados a jusante da malha de elementos finitos do aterro experimental, fig. IV.8. Esse autor concluiu que o aterro da barragem influencia no comportamento do aterro experimental, e que, necessariamente, na modelagem, deveria ser levado em consideração.

A malha referida compõe-se de 108 elementos quadráticos quadrilaterais de 8 nós, fazendo um total de 377 nós. A seqüência de construção corresponde a uma etapa de escavação e seis de construção do aterro. Nas delimitações verticais da malha, foi

restringido o grau de liberdade horizontal, e, na delimitação horizontal inferior, foram restringidos os graus de liberdade horizontal e vertical, fazendo, assim, um total de 664 graus de liberdade.

Na aproximação não linear física, foi utilizada a técnica incremental, considerando as camadas subdivididas aproximadamente em 0,20 m, fazendo um total de 110 incrementos.

A discretização da fundação baseou-se nas investigações de campo que indicaram argila mole perturbada até uma profundidade de 15 m. Abaixo desta profundidade, a argila torna-se mais resistente. Assim sendo, a fundação foi dividida em 4 camadas, 3 de aproximadamente 5 m e outra de 10 m atuando como zona de transição.

Com base na geologia local da barragem, foram considerados dois tipos de solos, um, correspondente ao solo de fundação (solo natural até uma profundidade de 20 m) e outro, correspondente ao aterro (solo compactado). Tanto o solo de fundação como o solo do aterro correspondem à argila Lias-superior.

A fundação foi tomada como saturada, visto que o parâmetro B em ensaios, em amostras indeformadas efetuados por MAGUIRE (1975), apresentou-se praticamente igual a um ($B = 0,978 \pm 0,017$). Já o aterro foi tomado como parcialmente saturado.

IV.3.2 - Modelagem do comportamento tensão-deformação do solo

Segundo HAMZA (1976), em suas análises, inicialmente, foi utilizada a formulação hiperbólica (KONDNER, 1963; DUNCAN e CHANG, 1970) para representar o comportamento tensão-deformação do solo. Não obstante, esta formulação apresentou-se inadequada para representar os efeitos, no estado de tensões e deformações, de pequenas variações dos parâmetros hiperbólicos. Assim sendo, para contornar este problema, HAMZA (1976) utilizou a seguinte equação logarítmica:

$$\varepsilon_r = -\frac{1+b}{a \cdot b} \log(1 - a \cdot b \cdot \sigma_r) + \frac{1}{b} \sigma_r \quad (\text{IV.4})$$

onde $\varepsilon_r = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_e}$
 $\varepsilon_e = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{E_i}$
 $\sigma_r = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}$

ε = deformação específica axial

σ_1, σ_3 = tensão principal maior, tensão principal menor

$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ = tensão desviatórica na ruptura

E_i = módulo de elasticidade inicial

a = parâmetro que depende de σ_3

b = constante.

O parâmetro "a" foi calculado por HAMZA (1976) fazendo uso de interpolação Lagrangiana.

O módulo de elasticidade tangencial, E_t , é expresso por

$$E_t = E_i \frac{1 - a \cdot b \cdot \sigma_r}{1 + a \cdot \sigma_r} \quad (\text{IV.5})$$

Para o solo de fundação, tanto E_i como $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ (ou c_u) foram considerados variando linearmente com a profundidade z , fig. IV.9.a, segundo:

$$E_i = 38890 + 2537.z \quad (\text{IV.6})$$

$$c_u = 30 + 3,5.z \quad (\text{IV.7})$$

onde E_i e c_u em kPa, e z em m.

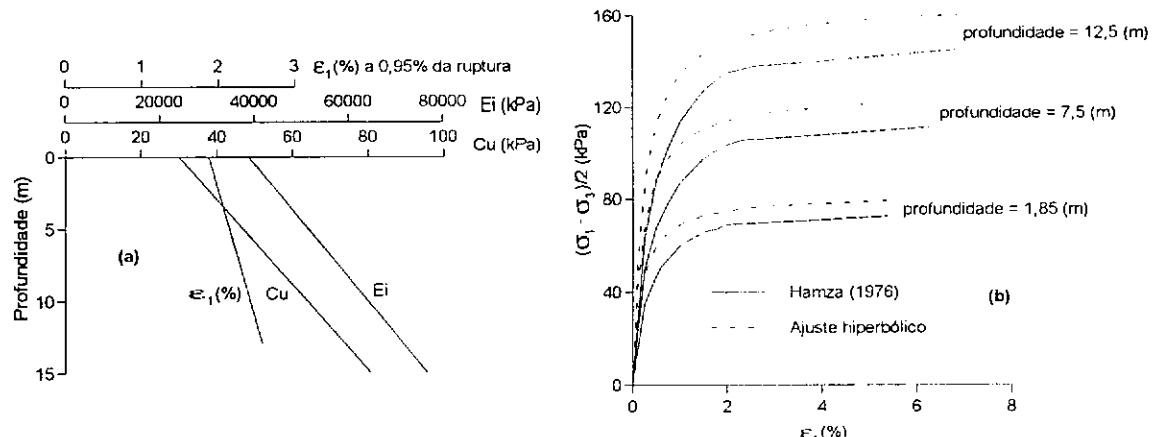


Fig. IV.9 - Propriedades de resistência e deformação do solo de fundação (apud HAMZA, 1976): a) variação linear; b) ajuste hiperbólico.

Já para o aterro, considerou-se a variação linear em função de σ_3 , fig.IV.10.a, expressa por:

$$E_i = 13250 + 37,7 \cdot \sigma_3 \quad (\text{IV.8})$$

$$c_u = 90 + 0,24 \cdot \sigma_3 \quad (\text{IV.9})$$

onde E_i , c_u e σ_3 em kPa.

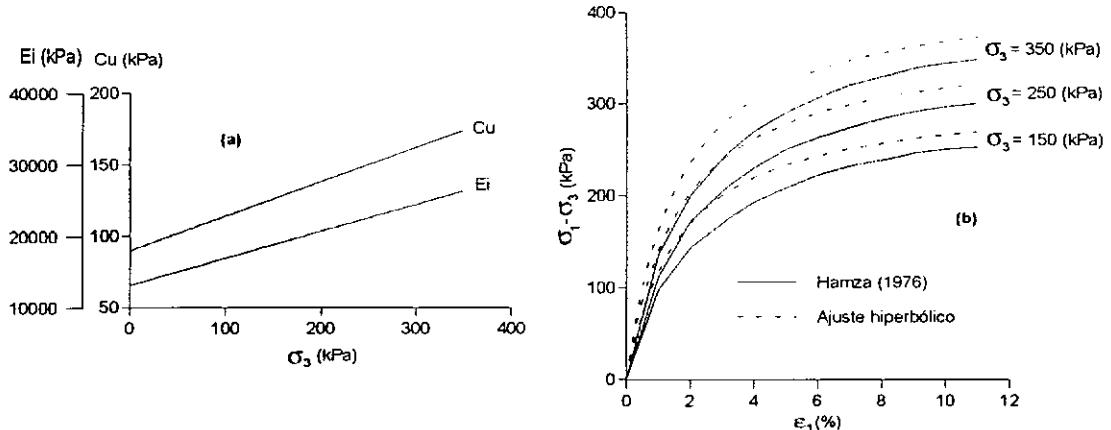


Fig. IV.10 - Propriedades de resistência e deformação do solo do aterro (apud HAMZA, 1976): a) variação linear; b) ajuste hiperbólico.

As curvas tensão-deformação obtidas por HAMZA (1976), através de retroanálise, para a fundação e para o aterro, são mostradas nas figuras IV.9.b e IV.10.b, respectivamente.

Dado o desconhecimento por parte do autor da presente tese do valor do parâmetro "b" e do procedimento adotado por HAMZA (1976) para a obtenção do parâmetro "a", decidiu-se utilizar-se a formulação hiperbólica modificada (SEED e DUNCAN, 1984) apresentada no cap. II da presente tese.

Na fig. IV.11, apresentam-se as curvas adotadas por HAMZA (1976) de forma transformada [$\epsilon_1 / ((\sigma_1 - \sigma_3)/2)$ vs. ϵ_1]. O alinhamento dos pontos é muito bom, o que significa que a formulação hiperbólica é capaz de representar adequadamente o formato destas curvas.

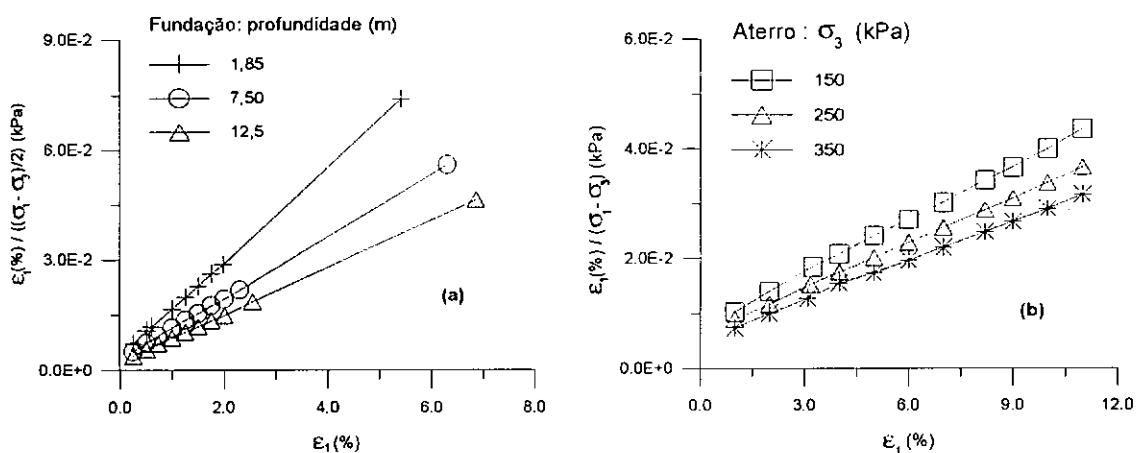


Fig. IV.11 - Representação transformada das curvas hiperbólicas tensão-deformação: (a) solo de fundação; (b) solo do aterro.

Fazendo-se uso do programa SP5 (DUNCAN e outros, 1980), foi obtida uma relação de ruptura R_f de 0,8905 para o solo de fundação e 0,8150 para o aterro. Nas

figuras IV.9.b e IV.10.b, apresentam-se as curvas hiperbólicas reconstruídas utilizando-se esses valores de R_f e das equações (IV.6) a (IV.9). Foram estas as curvas utilizadas nas análises que se seguirão.

Os coeficientes de Poisson, ν , utilizados foram os mesmos empregados por HAMZA (1976):

$$\nu_{\text{fund.}} = 0,49 \quad (\text{IV.10})$$

$$\nu_{\text{aterro}} = 0,45 \quad (\text{IV.11})$$

Segundo cita HAMZA (1976), o aterro parcialmente saturado é compressível, portanto um valor do coeficiente de Poisson menor a 0,5 é consistente com este fato. Assim sendo, Hamza adotou para ν o valor de 0,45, obtido a partir de ensaios de laboratório realizados durante a fase de anteprojeto. Já para o solo de fundação, foi utilizado 0,49 e não 0,5, devido à instabilidade numérica que se verifica quando é utilizado este último valor.

- Histogramas dos parâmetros de resistência e de deformação

Nas figuras IV.12 a IV.14, apresentam-se os histogramas dos parâmetros de resistência e deformação do solo de fundação obtidos nos ensaios efetuados em laboratório por MAGUIRE (1975).

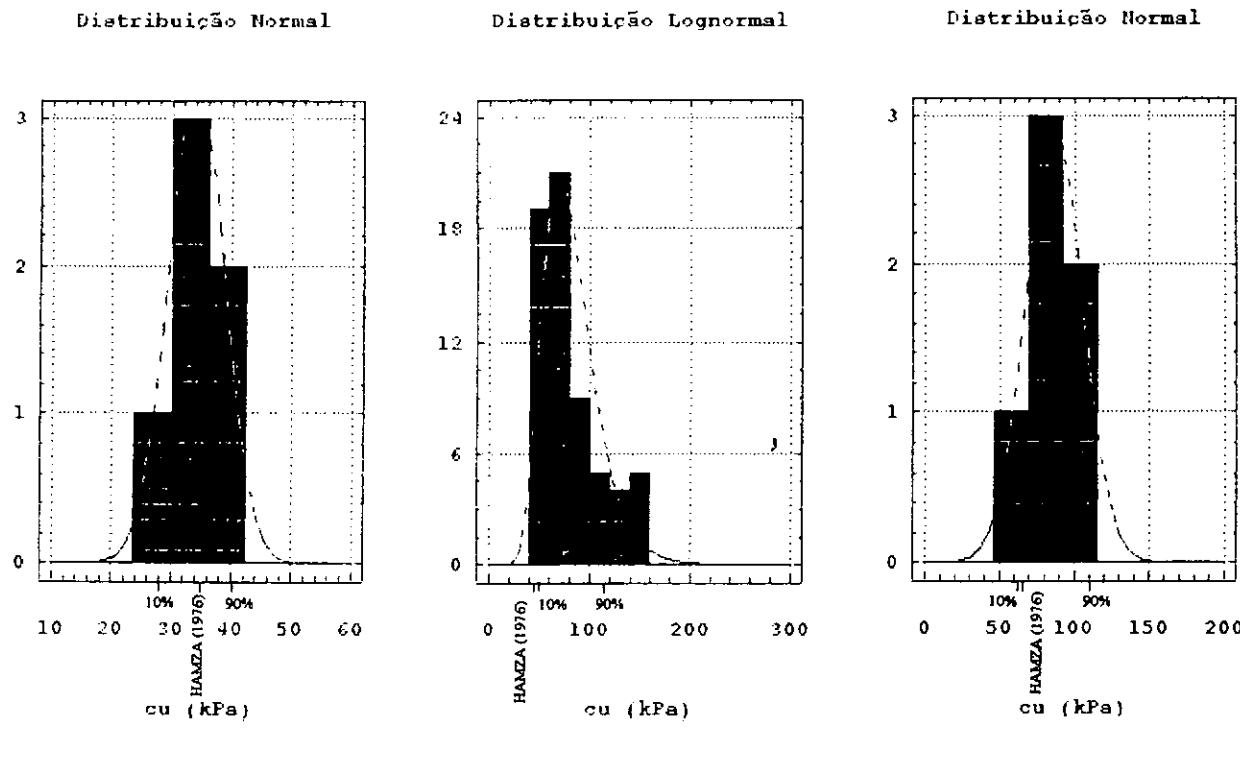


Fig. IV.12 - Histograma da resistência ao cisalhamento não-drenada c_u (z = profundidade).

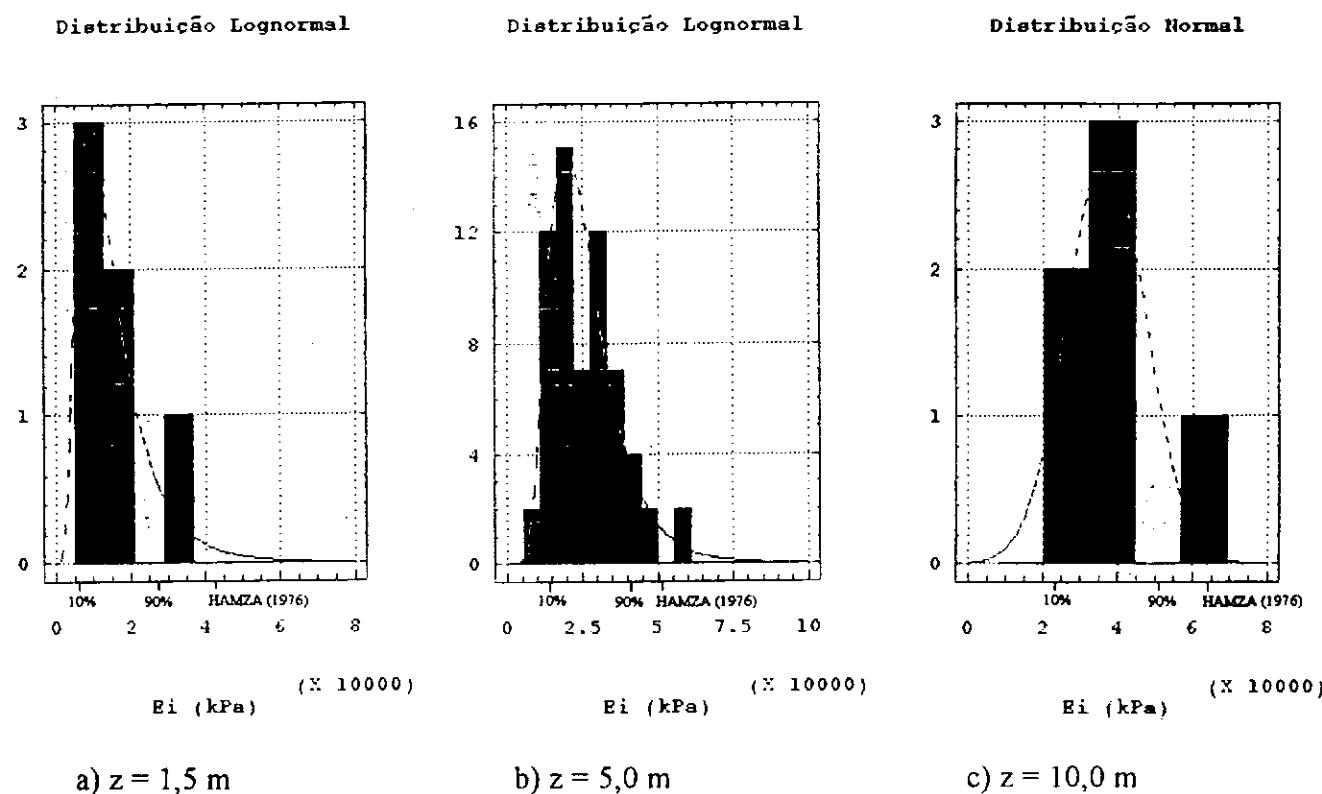


Fig. IV.13 - Histograma do módulo de elasticidade inicial tangente E_i (z = profundidade).

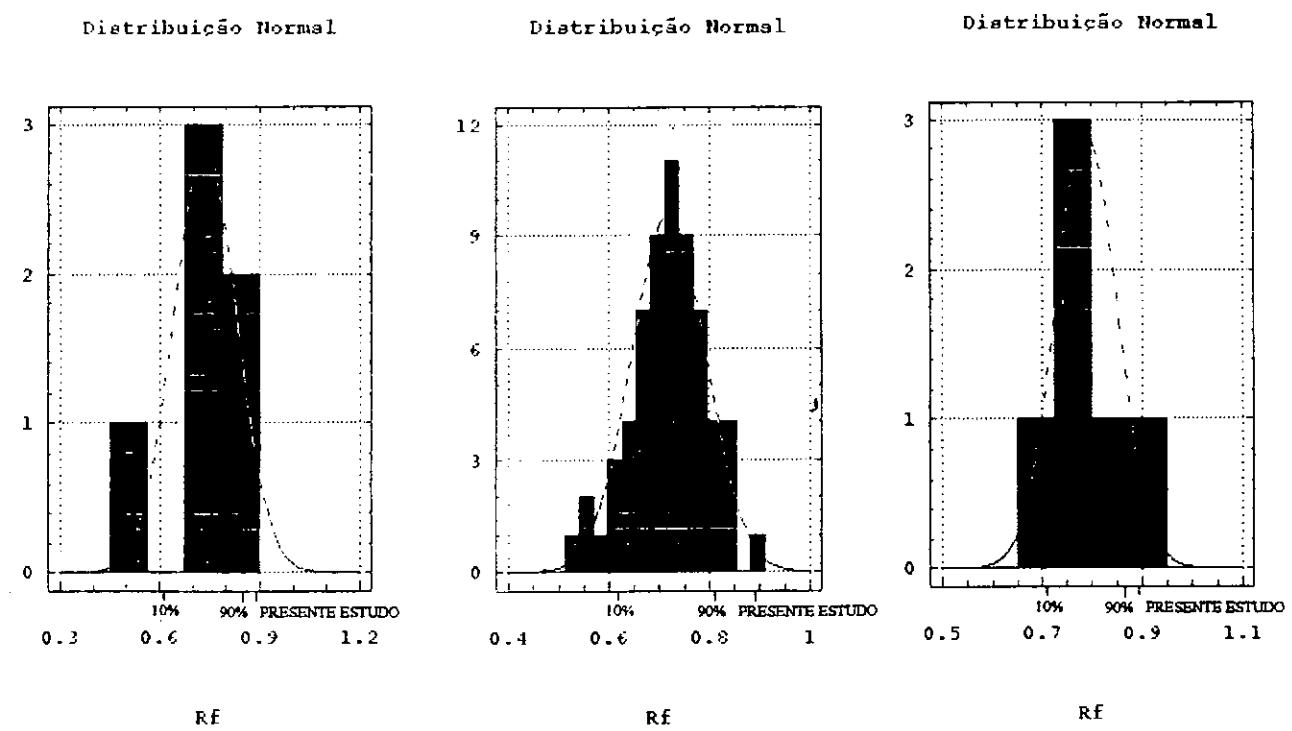


Fig. IV.14 - Histograma da relação de ruptura R_f (z = profundidade).

No tratamento estatístico destes resultados, utilizou-se, na escolha do número de intervalos, a regra empírica sugerida por BENJAMIN e CORNELL (1970) expressa a seguir:

$$k = 1 + 3,3 \cdot \log_{10}(n) \quad (\text{IV.12})$$

onde: k = número de intervalos;
 n = número de valores dados.

Na tab. IV.2, são apresentados os valores médios, desvios padrão e coeficientes de variação destas curvas (figuras IV.12 a IV.14). Para efeito de comparação, são também apresentados os valores dos parâmetros de resistência e deformabilidade encontrados por HAMZA (1976) e os adotados pelo autor da presente tese, além dos valores característicos dos parâmetros c_u , E_i e R_f considerando uma probabilidade de ocorrência de 10% (em concreto armado, utiliza-se o valor de 5%). Adotou-se o valor de 10% devido à maior dispersão normalmente encontrada nas propriedades dos solos, comparada às do concreto armado, SANTA MARIA (1995).

Das figuras IV.12 a IV.14 e da tab. IV.2, podem-se extrair as seguintes observações:

- i) As maiores dispersões se verificaram no parâmetro E_i .
- ii) Os valores E_i adotados por HAMZA (1976) localizaram-se acima dos valores característicos (previsão otimista do ponto de vista da deformabilidade).
- iii) As menores dispersões (como já foi encontrado no item IV.2.3) apresentaram-se com o parâmetro R_f . Os valores de R_f utilizados pelo autor da presente tese localizam-se acima dos valores característicos, sendo, em média, 19% maiores que os valores obtidos a partir dos ensaios de MAGUIRE (1975).
- iv) Os valores de c_u utilizados por HAMZA (1976) localizam-se, para a profundidade de 5 m e 10 m, próximo ou abaixo do valor característico (previsão pessimista do ponto de vista da resistência). Somente para a profundidade de 1,5 m é que o valor de c_u de Hamza encontra-se acima do valor característico.
- v) Comparativamente com os ensaios de MAGUIRE (1975), HAMZA (1976) adotou maiores valores para o parâmetro E_i (em média 116%) e menores valores de c_u (em média 21%).

- Tensões in situ

Segundo MAGUIRE (1975), a partir de evidências experimentais, o valor do coeficiente de empuxo no repouso, K_a , da argila Lias deve ser tomado aproximadamente igual a 1. Este valor pode ser considerado baixo devido às grandes pressões às quais a argila Lias foi submetida.

| <i>z</i> | <i>n</i> | Parâmetro | Valor médio | Desvio padrão | Coeficiente de variação | Valor caract. para $\mu = 10\%$ | Valor caract. para $\mu = 90\%$ | HAMZA (1976) | Presente trabalho | | |
|----------|----------|-------------|-------------|---------------|-------------------------|---------------------------------|---------------------------------|--------------|-------------------|-------|-----------|
| (m) | | | | | (%) | | | valor | $\mu (%)$ | valor | $\mu (%)$ |
| 1,5 | 6 | c_u (kPa) | 34,07 | 4,62025 | 13,56 | 28,14 | 39,99 | 35,25 | 60,11 | --- | --- |
| 1,5 | 6 | E_i (kPa) | 15411,6 | 9887,31 | 64,15 | 6112,5 | 27527,7 | 42695,5 | 97,88 | --- | --- |
| 1,5 | 6 | R_f | 0,7367 | 0,09517 | 12,92 | 0,6148 | 0,8559 | --- | --- | 0,89 | 94,69 |
| 5,0 | 63 | c_u (kPa) | 81,84 | 27,4043 | 33,48 | 51,11 | 117,85 | 47,50 | 6,60 | --- | --- |
| 5,0 | 63 | E_i (kPa) | 26154,5 | 11664,3 | 44,60 | 13839,1 | 41229,2 | 51575,0 | 96,46 | --- | --- |
| 5,0 | 63 | R_f | 0,7196 | 0,07414 | 10,30 | 0,6246 | 0,8146 | --- | --- | 0,89 | 98,94 |
| 10,0 | 6 | c_u (kPa) | 86,33 | 18,8113 | 21,79 | 62,23 | 110,441 | 65,00 | 12,84 | --- | --- |
| 10,0 | 6 | E_i (kPa) | 36849,9 | 10466,1 | 28,40 | 23437,1 | 50262,7 | 64260,0 | 99,56 | --- | --- |
| 10,0 | 6 | R_f | 0,7888 | 0,06162 | 7,81 | 0,7098 | 0,86777 | --- | --- | 0,89 | 95,06 |

z = profundidade

n = número de amostras

μ = probabilidade de ocorrência (área à esquerda da abscissa)

Tab. IV.2 - Valores médios, desvios-padrão, coeficientes de variação e valores característicos dos parâmetros hiperbólicos.

Provavelmente, tal se deva, ainda segundo Maguire, à perturbação causada pela fissuração, à forma do vale e, talvez, em menor importância, ao intemperismo.

O autor da presente tese, assim como HAMZA (1976) em suas análises, utilizou o valor de $K_o = 1$. As tensões *in situ* do solo de fundação foram estabelecidas utilizando-se as seguintes equações:

$$\sigma_y = \gamma \cdot z \quad (\text{IV.13})$$

$$\sigma_x = K_o \cdot \sigma_y = \sigma_y \quad (\text{IV.14})$$

$$\tau_{xy} = 0,5 \cdot \gamma \cdot z \cdot \operatorname{sen}(\alpha) \quad (\text{IV.15})$$

onde: σ_x, σ_y = tensão normal na direção x e y, respectivamente;

τ_{xy} = tensão cisalhante no plano xy;

z = profundidade;

γ = peso específico;

α = inclinação da superfície superior da camada.

- Resistência à tração

As primeiras análises apresentaram instabilidade numérica. Após minucioso estudo, foram observadas zonas localizadas (pontuais) de tração. Por tal motivo, decidiu-se incluir-se resistência à tração no solo.

Inicialmente, utilizou-se o valor sugerido por SEED e DUNCAN (1984) igual a 2 kPa. Superada a instabilidade numérica, efetuaram-se, visando-se a se avaliar a sensibilidade nos resultados do valor arbitrado, análises utilizando-se uma faixa de valores compreendidos entre 1,5 e 2,5 kPa. As respostas destas análises praticamente mantiveram-se iguais. Por tal motivo, adotou-se, nas demais análises que se seguiram, o valor de 2 kPa para a resistência a tração do solo.

- Comportamento no descarregamento-recarregamento

O descarregamento- recarregamento pode ser modelado através da seguinte equação:

$$E_{ur} = K_{ur} \cdot p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (\text{IV.16})$$

onde: E_{ur} = módulo elástico no descarregamento-recarregamento,

K_{ur} e n = parâmetros adimensionais,

p_a = pressão atmosférica.

Na falta de parâmetros relativos ao descarregamento-recarregamento, foi levada em consideração a sugestão de WONG e DUNCAN (1974), a qual indica que o módulo elástico E_{ur} é aproximadamente 20% maior que o módulo elástico inicial, no caso de solos densos, e de três vezes, no caso de solos fofos.

Nas análises efetuadas, adotou-se uma faixa de valores de E_{ur} de $2.E_i$ a $1,5.E_i$. Não obstante as respostas destas análises não apresentarem diferenças consideráveis, o valor de E_{ur} igual a 1,4 vezes E_i foi o que proporcionou valores de deslocamentos horizontais mais próximos aos medidos.

- Comportamento após ruptura

De forma a se modelar o comportamento pós-ruptura, reformulou-se a relação incremental tensão-deformação (estado plano deformação), utilizando-se a sugestão de CLOUGH e WOODWARD (1967) da seguinte forma:

$$\begin{Bmatrix} \Delta\sigma_x \\ \Delta\sigma_y \\ \Delta\sigma_z \\ \Delta\tau_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} M_B + M_D & M_B - M_D & M_B - M_D & 0 \\ M_B - M_D & M_B + M_D & M_B - M_D & 0 \\ M_B - M_D & M_B - M_D & M_B + M_D & 0 \\ 0 & 0 & 0 & M_D \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_x \\ \Delta\varepsilon_y \\ 0 \\ \Delta\gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (\text{IV.17.a})$$

onde: $M_B = \frac{E}{2.(1 + \nu)(1 - 2.\nu)}$ = módulo volumétrico, (IV.17.b)

$$M_D = \frac{E}{2.(1 + \nu)} = \text{módulo cisalhante}, \quad (\text{IV.17.c})$$

e $\Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y, \Delta\sigma_z$ = incremento de tensão normal nas direções x, y e z,

respectivamente;

$\Delta\tau_{xy}$ = incremento de tensão cisalhante no plano xy;

$\Delta\varepsilon_x, \Delta\varepsilon_y$ = incremento de deformação específica nas direções x e y,

respectivamente;

$\Delta\gamma_{xy}$ = incremento de distorção no plano xy;

E = módulo de elasticidade;

ν = coeficiente de Poisson.

Para pontos que não atingiram a ruptura, utilizam-se as equações (IV.17.b) e (IV.17.c) para calcular M_B e M_D , respectivamente. Para a condição pós-ruptura, quando tem-se baixa resistência à deformação cisalhante, porém ainda resistência à deformação volumétrica, o valor de M_B é mantido igual ao valor atingido antes da ruptura e o valor de M_D é anulado.

IV.3.3 - Modelagem do aterro

- Escavação da trincheira

Apresentam-se, na fig. IV.15, os deslocamentos horizontais (δ_h^+) calculados com o CRISP92-SC devidos à deposição das camadas do aterro, considerando-se diferentes hipóteses com relação à escavação da trincheira. Além dos deslocamentos previstos, são também apresentadas nestas figuras as medições de campo feitas por WERNECK (1974) e as previsões efetuadas por HAMZA (1976).

Foram as seguintes as hipóteses relativas à escavação da vala:

- i) considerou-se inexistente a vala (vala inex.),
- ii) considerou-se a vala preexistente à construção do aterro e à instrumentação (vala preeex.),
- iii) considerou-se a condição real de escavação da vala,
- iv) considerou-se a escavação da vala através de forças equivalentes.

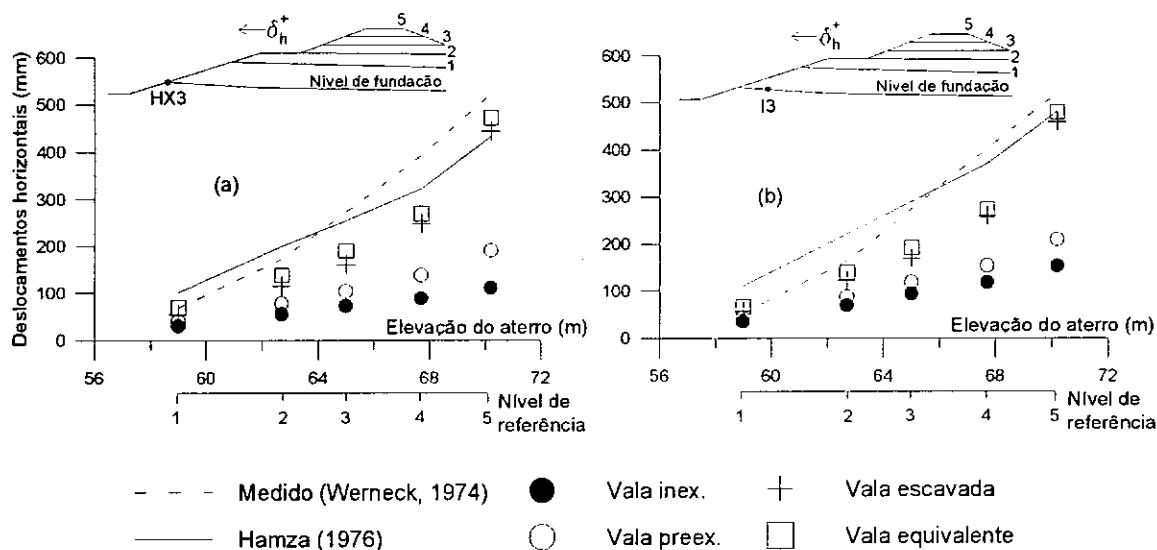


Fig. IV.15 - Medições vs. previsões (M.E.F.): (a) ponto HX3; (b) ponto I3.

As movimentações horizontais medidas incluem as oriundas da escavação da vala, visto a instrumentação já ter sido instalada antes de seu início.

As melhores previsões de Hamza são as correspondentes às movimentações próximas ao pé do talude do aterro. Isto se deve a Hamza ter tomado como referência as movimentações medidas no pé do aterro para, por retroanálise, determinar as curvas tensão - deformação do aterro.

Comparando-se os resultados obtidos por HAMZA (1976), verifica-se que os mesmos não espelham fortemente o comportamento observado no campo. Os resultados

da instrumentação mostram uma tendência não linear, que foi observada nas análises efetuadas pelo autor da presente tese.

Na modelagem das diferentes etapas construtivas, nas análises efetuadas pelo autor da presente tese, a consideração do comportamento descarregamento - recarregamento do solo foi de grande importância. Segundo HAMZA (1976), no entanto, em seus estudos, tal fator teve importância secundária.

Observa-se na fig. IV.15 que a escavação da trincheira define o comportamento do aterro. Também observa-se a semelhança dos resultados, em termo de movimentação horizontal, das análises (iii) e (iv). Adotou-se o procedimento (iii) como padrão nas análises que se seguem.

Na fig. IV.16, apresentam-se os caminhos de tensões para as diferentes condições analisadas. Observa-se que, apesar da semelhança em termo de deslocamentos horizontais, a forma de se modelar a escavação da trincheira (análises (iii) e (iv)) influencia significativamente os resultados em termo de tensões. Verifica-se que as diferenças, nos resultados, crescem com a proximidade do ponto considerado em relação à trincheira.

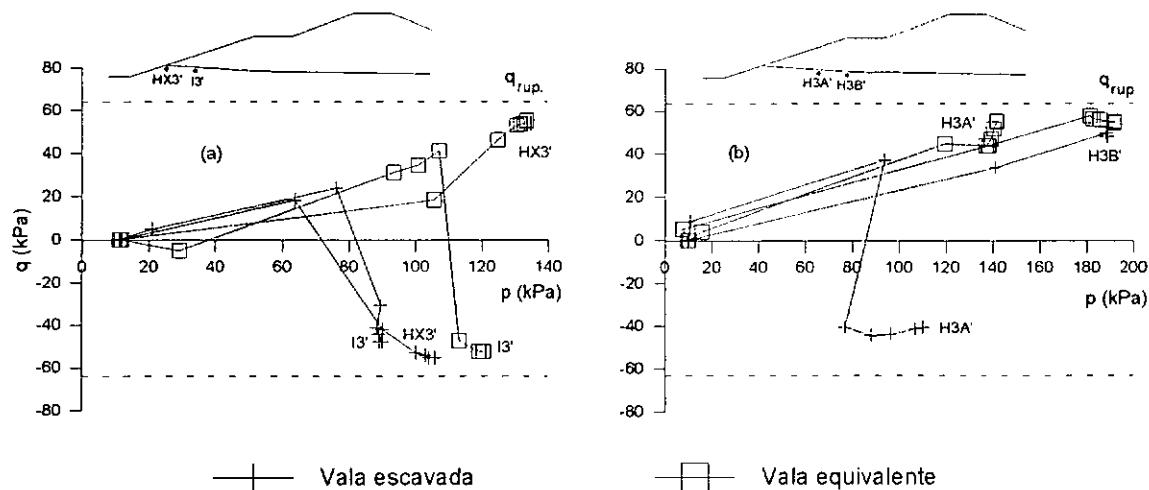


Fig. IV.16 - Caminhos de tensões totais nos pontos: (a) HX3' e I3'; (b) H3A' e H3B'

- Modificação da seqüência de construção e disposição nodal do aterro experimental

Visando-se a se modelar a compactação (estudo apresentado no capítulo V), foi necessário que se alterassem a seqüência construtiva e a disposição nodal utilizada por HAMZA (1976). Apresenta-se, neste item, um estudo objetivando verificar-se a influência destas alterações nos resultados.

Observação: os pontos HX3', I3', H3A' e H3B' representam a posição de pontos de integração da malha e estão situados a cerca de 0,60 m abaixo da base do aterro.

Mostra-se, na fig. IV.17, a nova malha de elementos finitos ligeiramente modificada a jusante do aterro e com a nova seqüência de construção. Esta nova malha ficou composta por 120 elementos quadrilaterais quadráticos, 415 nós, 736 graus de liberdade, uma etapa de escavação e 9 etapas de aterrimento. Na aproximação física, puramente incremental, foi utilizado, neste caso, um total de 163 incrementos.

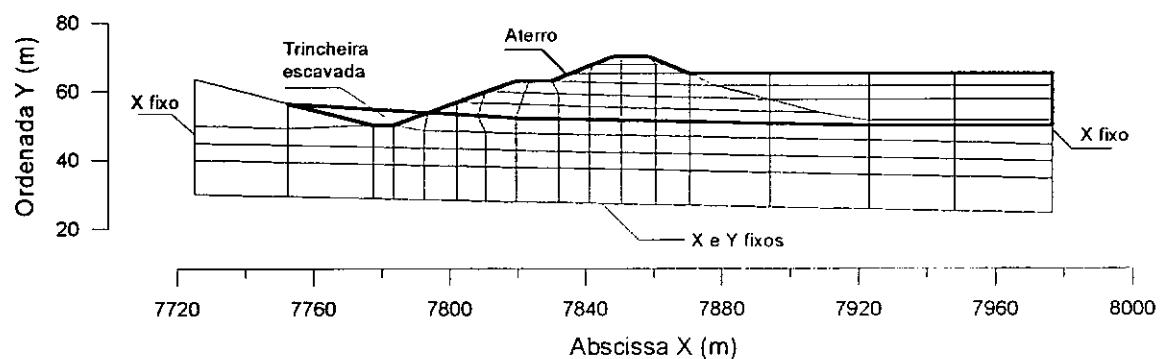


Fig. IV.17 - Malha modificada de elementos finitos do aterro experimental

Na fig. IV.18, comparam-se os deslocamentos obtidos fazendo-se uso desta nova malha, para os pontos HX3 e I3, com os obtidos utilizando-se a malha original. Observa-se uma boa concordância de valores.

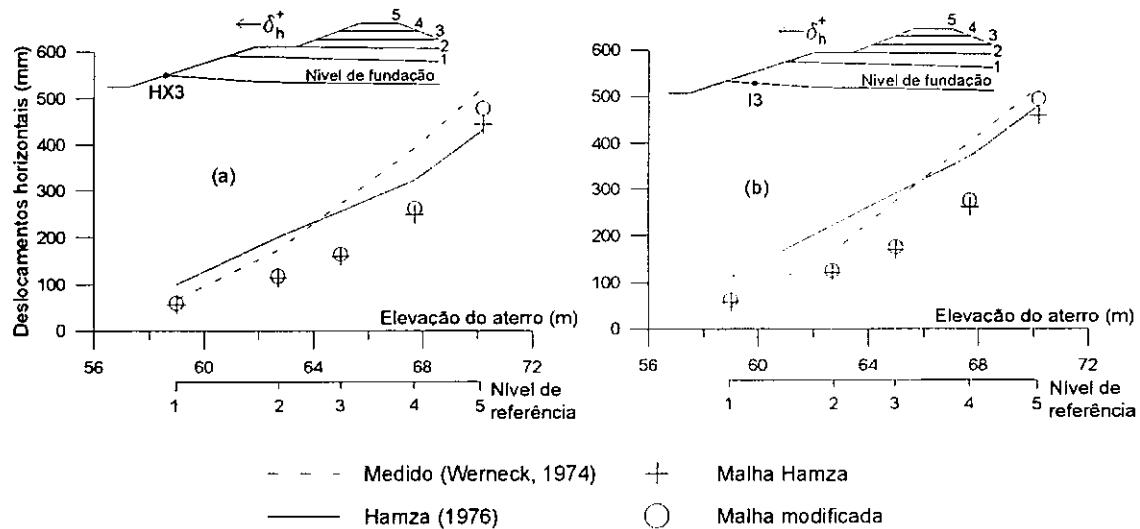


Fig. IV.18 - Medições vs. previsões (M.E.F.) com a malha modificada:
(a) ponto HX3; (b) ponto I3.

Já na fig. IV.19, são apresentados para os pontos HX3'e I3' os caminhos de tensões totais e os valores de q versus deformação desviatórica utilizando-se ambas as malhas. Novamente, observa-se uma boa concordância de valores. O mesmo foi verificado também para outros pontos do aterro.

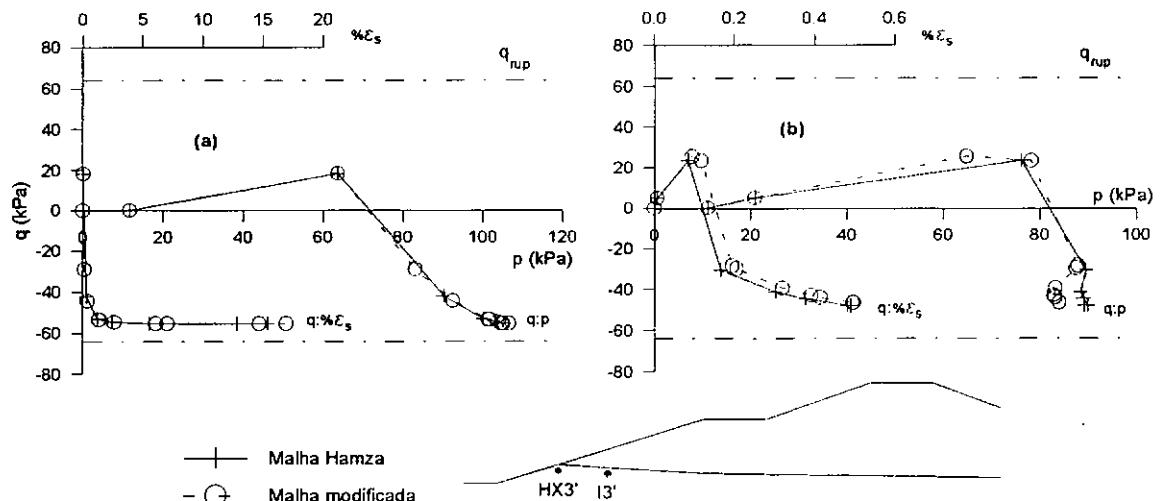


Fig. IV.19 - Caminhos de tensões totais e curvas q vs. $\% \varepsilon_s$ previstos com a malha modificada: (a) ponto HX3'; (b) ponto I3'.

- *Formulação hiperbólica combinada com o modelo de Drucker e Prager (1952, 1953)*

A formulação hiperbólica combinada com o modelo de Drucker e Prager foi utilizada, somente, para representar o comportamento do solo de fundação. No aterro, os níveis de tensão não são elevados não sendo necessária tal sofisticação.

Ensaios triaxiais tipo UU citados por WERNECK (1974) para o solo de fundação definem os valores para o nível de tensões, SL, correspondentes na modelagem, ao início da plastificação, tab. IV.3. Nesta tabela, σ_d foi calculado utilizando-se a eq. (III.8) apresentada no capítulo III.

Tab. IV.3 - Nível de tensão para o início do escoamento do solo de fundação.

| Profundidade (m) | σ_3 (kPa) | σ_d (kPa) | σ_{df} (kPa) | SL (σ_d / σ_{df}) |
|------------------|------------------|------------------|---------------------|---------------------------------|
| 1,85 | 37 | 58,60 | 72,95 | 0,803 |
| 7,50 | 150 | 90,38 | 112,50 | 0,803 |
| 12,50 | 250 | 118,51 | 147,50 | 0,803 |

Na tab. IV.3, pode-se observar que o nível de tensão SL, onde o escoamento se inicia, independe da tensão confinante σ_3 . Daí, nas análises posteriores do aterro experimental, adotou-se este valor para definição do início da plastificação.

Na tab. IV.4, apresentam-se os valores do módulo de elasticidade secante E_{sp} no ponto onde se inicia o escoamento, correspondente ao nível de tensão, SL, apresentado na tab. IV.3, considerando-se o comportamento tensão-deformação mostrado na fig. IV.9.b.

Tab. IV.4 - Módulo de elasticidade secante E_{sp} para o solo de fundação.

| Profundidade (m) | σ_3 (kPa) | σ_d (kPa) | $\% \varepsilon_a$ | E_{sp} (kPa) |
|------------------|------------------|------------------|--------------------|----------------|
| 1,85 | 37 | 58,60 | 0,9 | 6510,78 |
| 7,50 | 150 | 90,38 | 1,15 | 7859,13 |
| 12,50 | 250 | 118,51 | 1,15 | 10304,96 |

Fazendo-se um ajuste linear para os diferentes valores de E_{sp} com a profundidade z , apresentados na tab. IV.4, obteve-se a seguinte equação (coeficiente de correlação igual a 0,97993):

$$E_{sp} = 5648,66 + 353,72.z \quad (\text{IV.18})$$

A eq. (IV.18) foi adotada nas análises nas quais se utilizou a formulação combinada (formulação hiperbólica combinada com o modelo de Drucker e Prager), apresentadas a seguir.

- Análises do aterro experimental

Na fig. IV.20, comparam-se os deslocamentos horizontais (δ_h^+) previstos para os pontos HX3 e I3, fazendo-se uso da formulação combinada, com os resultados de HAMZA (1976) e as análises anteriores utilizando-se a formulação hiperbólica, além das medições de campo.

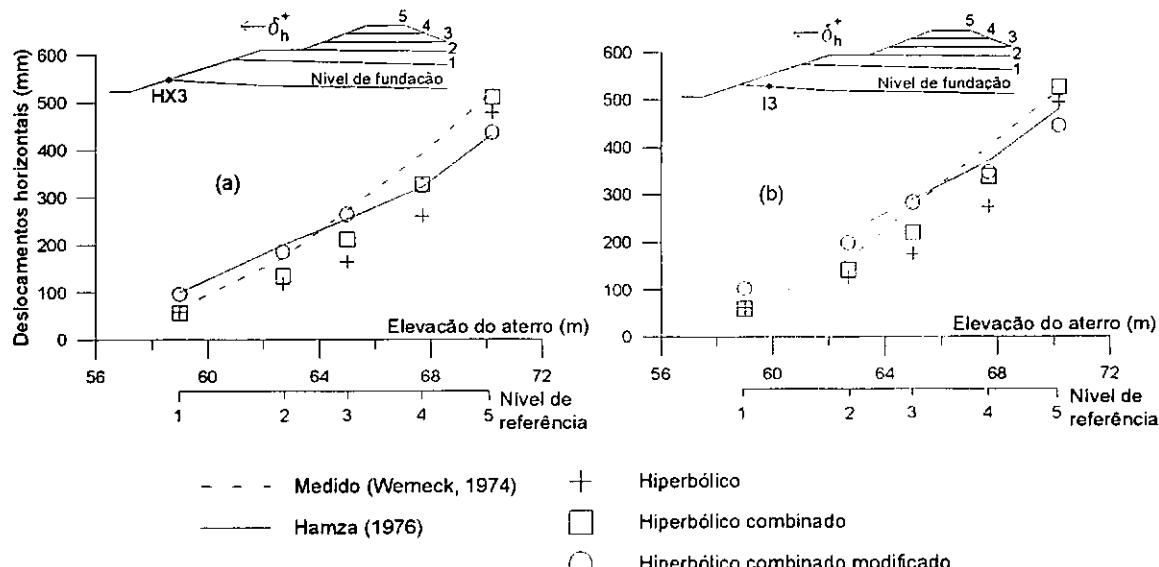


Fig. IV.20 - Medições vs. previsões (M.E.F.) elasto-plásticas: (a) ponto HX3; (b) ponto I3.

Na fig. IV.20, além das análises utilizando o critério original de escoamento estabelecido por DRUCKER e PRAGER (1952, 1953) (modelo hiperbólico combinado), apresentam-se também resultados de análises nos quais se tomou também como critério de escoamento a condição $SL \geq 0,803$ estabelecida na tab. IV.3 (modelo hiperbólico combinado modificado).

Observa-se, nesta figura, uma ligeira melhora da previsão dos deslocamentos horizontais nas análises com a formulação combinada comparativamente aos verificados com a formulação hiperbólica. Não se verificam alterações significativas entre as análises utilizando o modelo hiperbólico combinado e o modelo hiperbólico combinado modificado.

Na fig. IV.21, apresentam-se as previsões dos caminhos de tensões totais e q vs. $\% \varepsilon_s$, para os pontos HX3' e I3', utilizando a formulação hiperbólica e a formulação hiperbólica combinada. Nas previsões com a formulação combinada, foi utilizado, como critério de escoamento, a função de plastificação, originalmente proposta por Drucker e Prager (modelo hiperbólico combinado) e a modificada (modelo hiperbólico combinado modificado).

Observa-se nesta figura que os mesmos caminhos de tensões obtidos foram semelhantes.

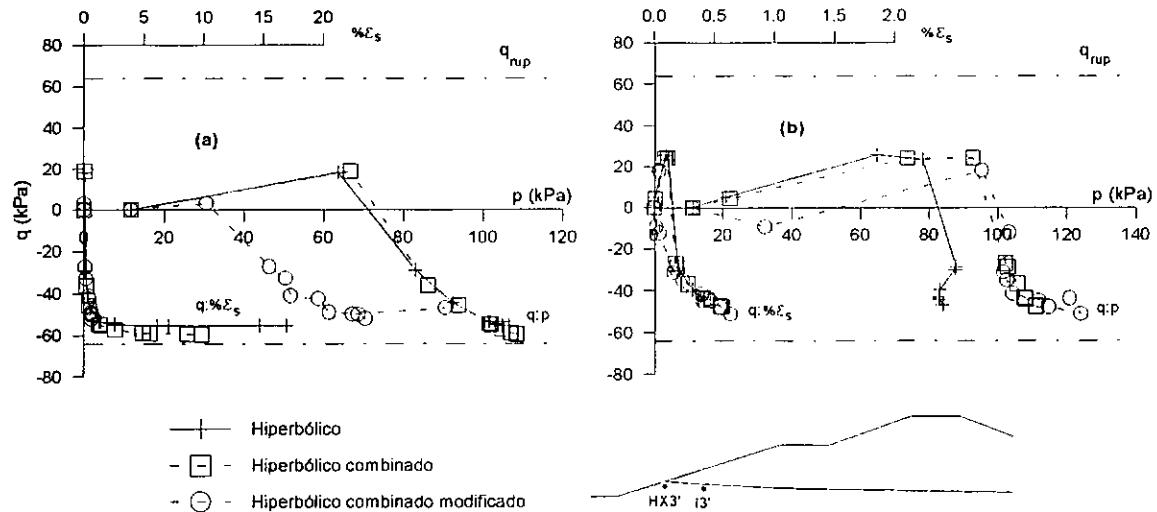


Fig. IV.21 - Caminhos de tensões totais e curvas q vs. $\% \varepsilon_s$. Previsão elasto-plástica:
(a) ponto HX3'; (b) ponto I3'.

Na fig. IV.22, comparam-se os deslocamentos globais obtidos nas análises utilizando-se a formulação hiperbólica e a formulação hiperbólica combinada modificada. Análises efetuadas com a formulação hiperbólica combinada apresentaram resultados semelhantes aos obtidos com a formulação hiperbólica.

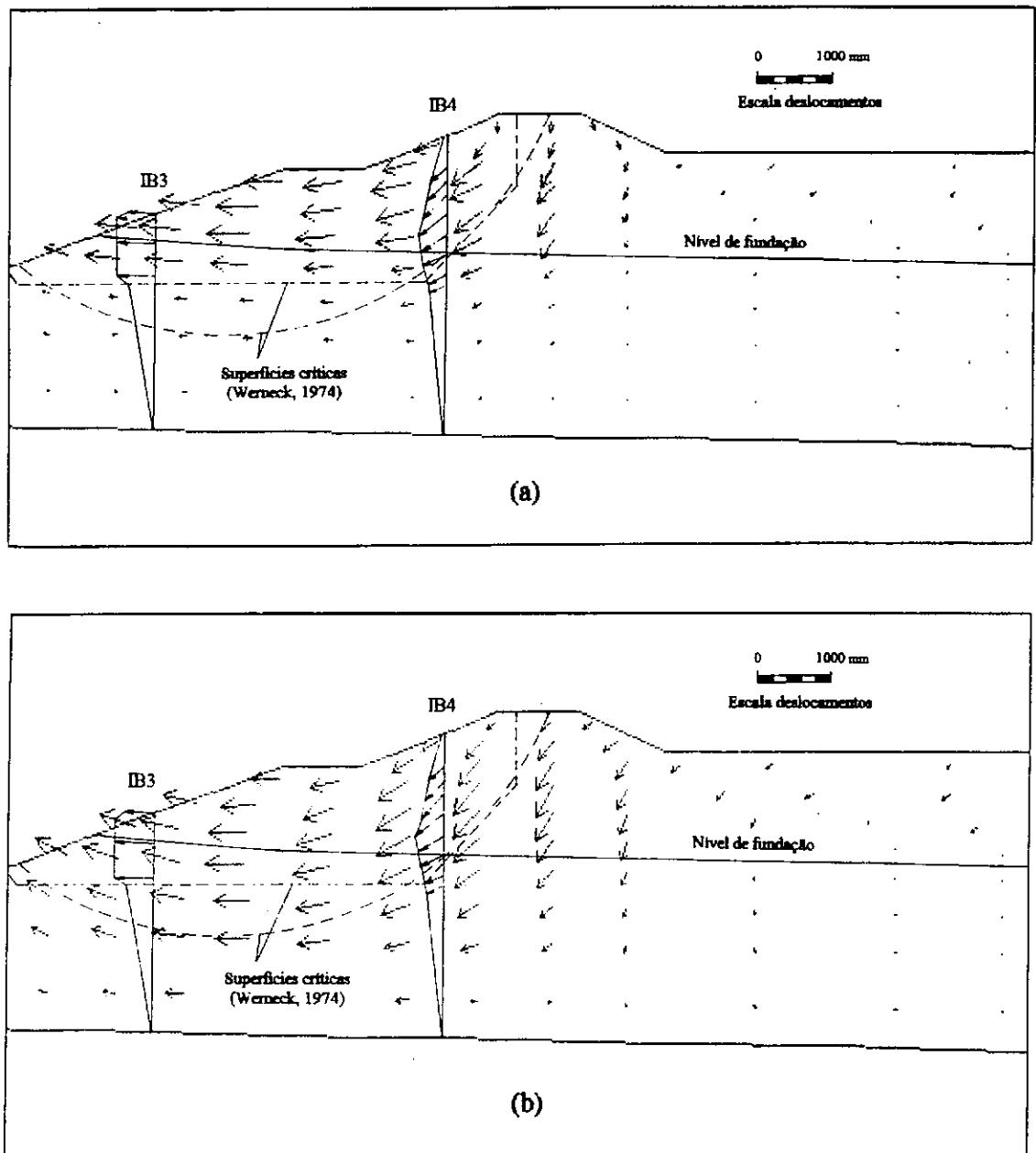


Fig. IV.22 - Deslocamentos globais: (a) previsão com a formulação hiperbólica; (b) previsão com a formulação hiperbólica combinada modificada

Nesta figura, apresentam-se também curvas críticas, correspondentes a análises de estabilidade considerando-se superfícies de rotação circular e tipo cunha, e deslocamentos medidos nos inclinômetros IB3 e IB4, apresentados por WERNECK (1974).

Verifica-se, na fig. IV.22, uma coerência bastante boa entre os deslocamentos previstos e medidos, e entre os deslocamentos previstos e as superfícies críticas estabelecidas nas análises de estabilidade, principalmente para os resultados obtidos utilizando a formulação hiperbólica e a superfície tipo cunha.

Na fig. IV.23, apresentam-se as zonas de plastificação para a condição final de construção correspondente às análises efetuadas com a formulação hiperbólica combinada. A fig. IV.23.a corresponde aos resultados de análises com o critério de escoamento de Drucker e Prager e a fig. IV.23.b, a análises com o critério modificado.

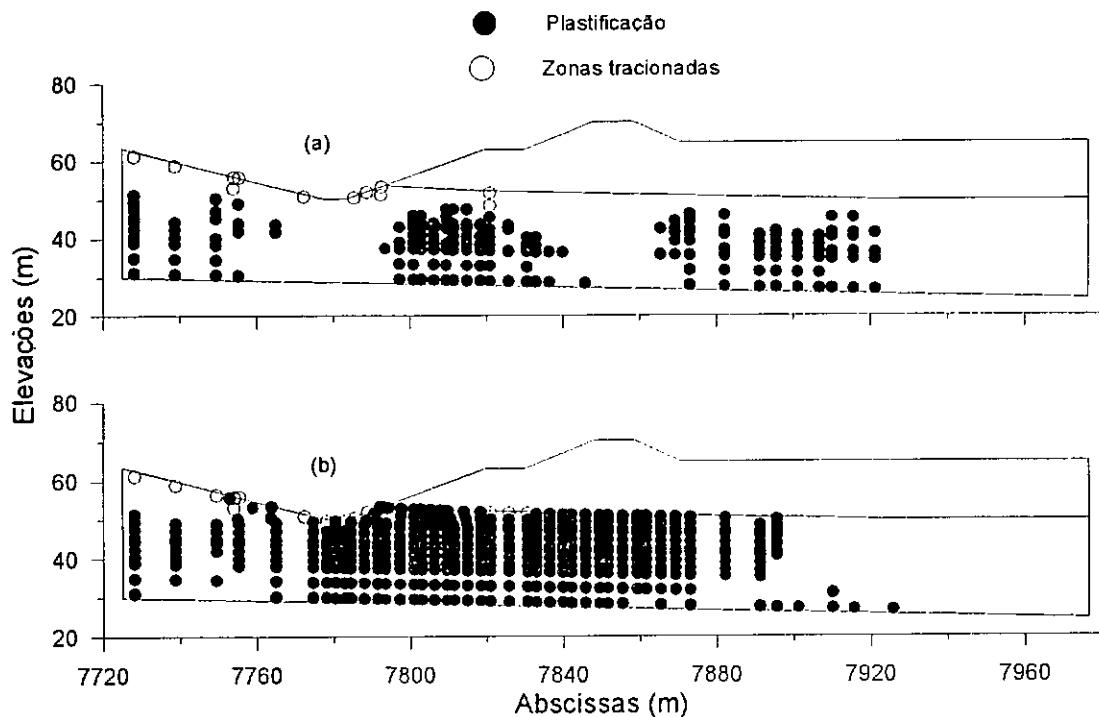


Fig. IV.23 - Zonas de plastificação na condição final de construção. (a) Hiperbólico combinado; (b) Hiperbólico combinado modificado.

Na fig. IV.24, apresenta-se a previsão da evolução das zonas plásticas correspondentes a análises com o modelo hiperbólico modificado, para as etapas construtivas 3, 4 e 5.

Destas análises, podem-se extrair as seguintes observações:

- as análises considerando o critério de escoamento original levaram a uma menor zona de plastificação na fundação (fig. IV.23);
- verifica-se um crescimento das zonas de plastificação da fundação à medida que o aterro ganha altura (fig. IV.24). Tal comportamento não se verificou nas análises com a formulação hiperbólica combinada não modificada;
- a construção da quinta camada promoveu uma involução da zona de plastificação (fig. IV.24).

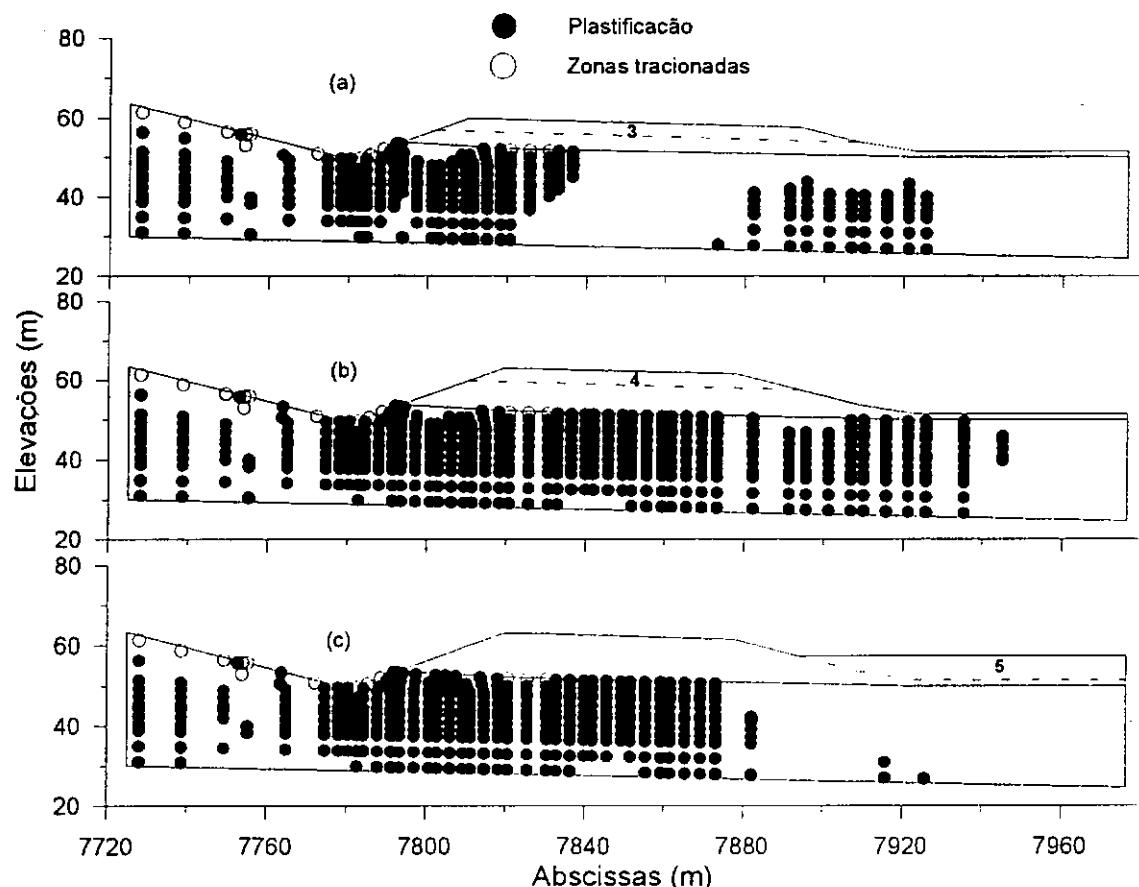


Fig. IV.24 - Desenvolvimento das zonas de plastificação. Hiperbólico combinado modificado: (a) camada 3; (b) camada 4 e (c) camada 5.

Além das curvas de igual nível de tensão SL, são apresentadas, na fig. IV.25, as superfícies de deslizamento críticas, circular e cunha, apresentadas por WERNECK (1974). As curvas de igual nível de tensão SL correspondem a análises com a formulação hiperbólica combinada modificada.

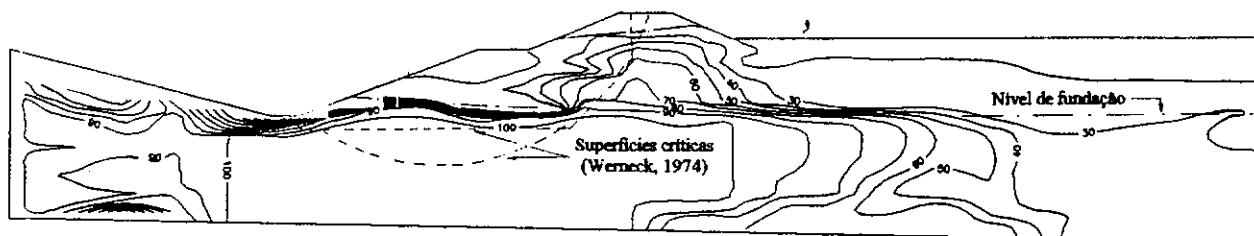


Fig. IV.25 - Curvas de igual nível de tensão SL

Através de retroanálise, foram determinados por WERNECK (1974), para estas superfícies, valores de FS iguais a um fazendo-se uso dos seguintes parâmetros de resistência ao cisalhamento não-drenada para o solo de fundação e o aterro:

$$c_u = 20 + 2,3.z \quad \text{e} \quad \phi_u = 0 \quad (\text{solo de fundação}) \quad (\text{IV.19})$$

$$c_u = 43 + 1,9.h \quad \text{e} \quad \phi_u = 0 \quad (\text{solo do aterro}) \quad (\text{IV.20})$$

onde: z = profundidade em m,

h = altura em m,

c_u em kPa.

Estes parâmetros são inferiores aos utilizados nas análises efetuadas por HAMZA (1976) e nas análises da presente tese (vide equações (IV.7) e (IV.9)). Tal situação ocorre em vista de os métodos convencionais de análise adotados considerarem o colapso como uma rotura de blocos rígidos.

Cabe destacar que os parâmetros estabelecidos pela eq. (IV.19) correspondem, aproximadamente, aos valores mínimos apresentados por MAGUIRE (1975), vide fig. IV.12.

No presente estudo, fazendo-se uso do valor médio do nível de tensões SL apresentado nestas superfícies, foram obtidos os seguintes valores de FS: vide tab. IV.5. Fazendo-se uso do método de Bishop (superfície circular) e de Janbu (superfície cunha) e os parâmetros da presente tese, tem-se 1,69 e 1,89, respectivamente.

Tab. IV.5 - Fatores de segurança, FS

| Superficie | FS | | |
|------------|-------------|----------------|-----------------------|
| | Hiperbólico | Hip. combinado | Hip. comb. modificado |
| Circular | 1,39 | 1,15 | 1,15 |
| Cunha | 1,21 | 1,18 | 1,15 |

Da fig. IV.25 e tab. IV.5, podem-se extrair as seguintes observações:

- i) as superfícies críticas encontradas por WERNECK (1974) localizaram-se, no solo de fundação, em regiões com valores de SL próximos a 100%;
- ii) o solo do aterro encontra-se com um SL baixo e, portanto, não se encontra plastificado;
- iii) a formulação combinada, com ambos os critérios de plastificação, forneceu valores de FS similares;
- iv) para a superfície circular, o menor valor de FS = 1,15 foi determinado com a formulação combinada e, combinada modificada,
- v) para a superfície cunha, o menor valor de FS = 1,15 foi obtido com a formulação hiperbólica combinada modificada.

Nas figuras IV.26 e IV.27, apresentam-se deslocamentos horizontais em diversos pontos no interior do aterro, determinados através de análises numéricas efetuadas pelo autor da presente tese e por HAMZA (1976), juntamente com resultados de medições de campo (WERNECK, 1974).

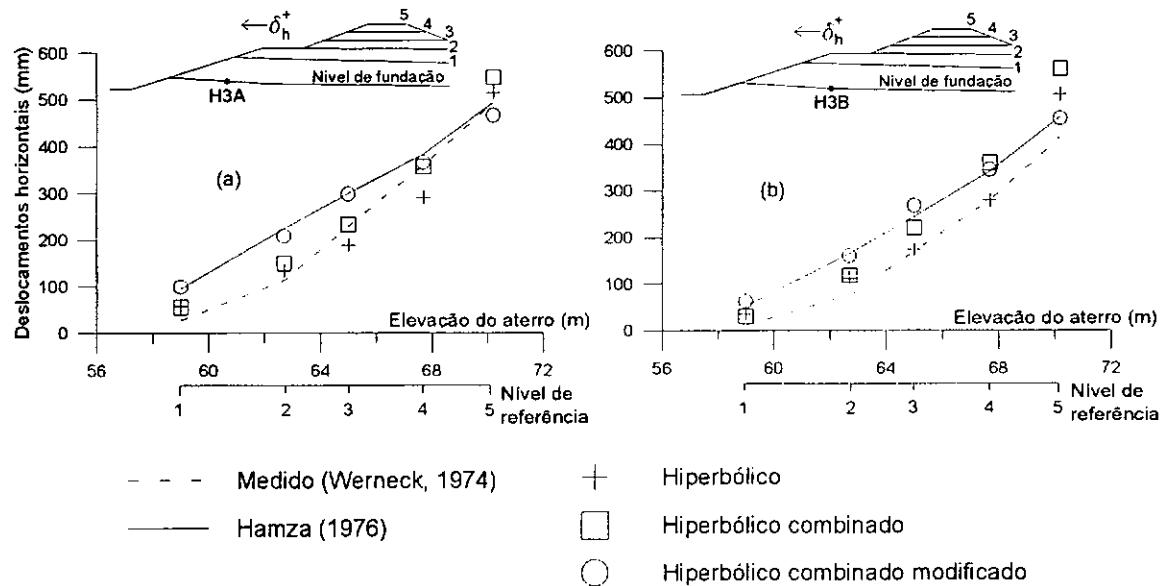


Fig. IV.26 - Medições vs. previsões (M.E.F.): (a) ponto H3A; (b) ponto H3B.

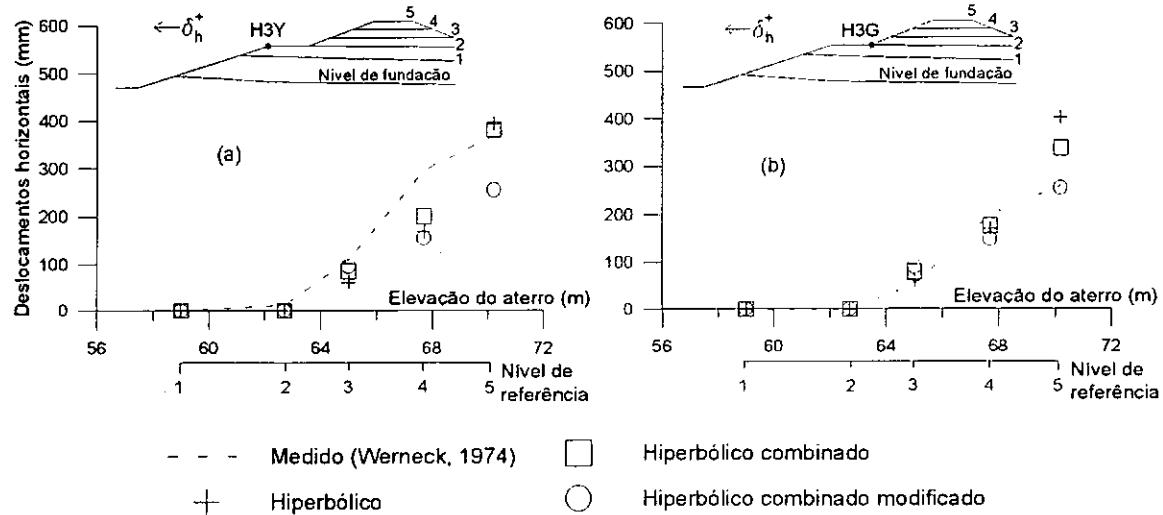


Fig. IV.27 - Medições vs. previsões (M.E.F.): (a) ponto H3Y; (b) ponto H3G.

Verifica-se que as análises efetuadas com o modelo hiperbólico combinado modificado apresentam valores próximos aos calculados por HAMZA (1976). Os resultados, de maneira geral, apresentam-se bons.

IV.3.4 - Erro padrão da estimativa

Na tab. IV.6, apresenta-se um estudo estatístico dos resultados obtidos na modelagem numérica, tomando-se como referência as medições de campo. A variabilidade dos valores previstos em relação aos valores medidos (erro padrão) foi determinada através da seguinte equação:

$$\varepsilon = \sqrt{\sum_{i=1}^{i=n} \frac{(x_{pi} - x_{mi})^2}{n}} \quad (\text{IV.21})$$

onde: ε = erro padrão da previsão,

x_{pi} = valor previsto,

x_{mi} = valor medido,

n = número de valores.

Tab. IV.6 - Erro padrão das previsões em mm.

| Ponto | Previsão | | | |
|-------------|--------------|------------------------|-----------------------|----------------------------------|
| | Hamza (1976) | Formulação hiperbólica | Hiperbólico combinado | Hiperbólico combinado modificado |
| HX3 | 54,98 | 82,56 | 44,01 | 51,37 |
| I3 | 44,11 | 75,53 | 39,03 | 49,78 |
| H3A | 67,44 | 40,63 | 31,85 | 62,74 |
| H3B | 64,87 | 45,24 | 81,11 | 70,86 |
| H3Y | --- | 62,67 | 44,86 | 81,52 |
| H3G | --- | 65,82 | 39,01 | 28,39 |
| valor médio | 57,85 | 62,08 | 46,65 | 57,44 |

Este estudo destaca que, em média, os melhores resultados foram obtidos utilizando-se a formulação hiperbólica combinada. Verifica-se também que os resultados obtidos utilizando-se formulação combinada modificada são mais próximos aos de HAMZA (1976).

IV.4 - OBSERVAÇÕES E CONCLUSÕES

- Desconsiderando-se a compactação, reanalisou-se o aterro de Empingham visando-se a se cotejar os resultados com os obtidos por HAMZA (1976). As previsões utilizando o modelo hiperbólico combinado foram as que melhor se aproximaram da medições de campo e as análises utilizando o modelo hiperbólico combinado modificado foram as que melhor se aproximaram das efetuadas por Hamza.
- Foram reavaliados os parâmetros adotados por HAMZA (1974), comparando-os com os resultados de ensaios efetuados por SODHA (1974) e MAGUIRE (1975). Esta análise demonstrou que os parâmetros adotados por HAMZA (1974) não conflitam com os estudos em laboratório.
- Foi analisada a influência nos resultados obtidos, de variações da malha de elementos finitos e da seqüência construtiva, visando-se a se compatibilizar a malha a ser adotada com as análises nas quais será considerada a compactação. Estas modificações praticamente não alteraram os resultados.
- Estudos incluindo ou não a escavação da trincheira demonstraram que a escavação define o comportamento do aterro. Estudos envolvendo diferentes formas de modelagem demonstraram também a grande importância da correta representação desta nos resultados.
- De acordo com o verificado por HAMZA (1976), as análises efetuadas assinalam a plastificação do solo de fundação desde as primeiras etapas construtivas.
- As análises numéricas demonstram que, na condição de altura máxima, o aterro experimental apresentava-se próximo ao colapso ($FS_{cir.} = 1,23 \pm 0,14$; $FS_{cunha} = 1,18 \pm 0,03$).
- O erro apresentado, nestas análises, durante a verificação da condição de equilíbrio variou de 0% a 5%. Já o tempo de processamento foi aproximadamente de 10 minutos.

CAPÍTULO V

ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA COMPACTAÇÃO NO ATERRO EXPERIMENTAL DA BARRAGEM DE EMPINGHAM

V.1 - INTRODUÇÃO

Neste capítulo, apresentam-se análises do aterro experimental de Empingham considerando-se as tensões induzidas pela compactação no corpo do aterro.

Utilizou-se, neste estudo, o programa CRISP92-SC (vide capítulo III) implementado com a modelagem da compactação, segundo procedimento definido por SEED e DUNCAN (1986).

V.2 - CONDICIONANTES E HIPÓTESES ADOTADAS

As análises, via tensões totais, foram efetuadas considerando-se estado plano de deformação e um comportamento não-drenado dos solos.

A compactação do aterro foi considerada segundo modelo implementado no programa CRISP92-SC apresentado no capítulo II.

A malha de elementos finitos foi a mesma utilizada nas análises do capítulo IV, fig. IV.17.

Análises foram conduzidas considerando-se, para o solo de aterro e fundação, modelos e parâmetros a seguir apresentados. Os parâmetros histeréticos do modelo de compactação foram estimados com base nos parâmetros de resistência do solo, conforme sugestão de DUNCAN e SEED (1986).

Num primeiro grupo preliminar de análises, foram considerados os mesmos parâmetros e modelos adotados no capítulo IV, ou seja, foram os mesmos utilizados nos estudos efetuados por HAMZA (1976).

A compactação foi modelada tomando-se um rolo compactador típico (EHRLICH e MITCHELL, 1994). Considerou-se uma força vertical máxima de operação de 120 kN e comprimento do rolo de 2,1 m.

Na fig. IV.1, apresenta-se a curva, assim determinada, da tensão horizontal de pico induzida pela compactação de acordo com procedimento sugerido por DUNCAN e SEED (1986).

Apresenta-se também, nesta figura, a condição limite de $\Delta\sigma_{x,vc,p}$ (modelo plástico) e a profundidade de plastificação, z_p , calculadas conforme procedimento definido no capítulo II.

Na tab. V.1, apresentam-se os parâmetros utilizados nesta etapa do estudo.

Tab. V.1 - Parâmetros de resistência, deformação, relação de ruptura, coeficiente de empuxo no repouso e parâmetros histeréticos.

| Parâmetro | Solo | |
|-------------------------------|------------------|-------------------------|
| | Fundação | Aterro |
| c_u (kPa) | $30 + 3,5.z$ | 73,96 |
| ϕ_u (graus) | 0 | 11,16 |
| E_i (kPa) | $38890 + 2537.z$ | $13250 + 37,7.\sigma_3$ |
| ν | 0,49 | 0,45 |
| R_f | 0,809 | 0,815 |
| K_0 | 1 | 0,82 |
| $K_{1,\phi,B}$ | --- | 0,987 |
| c_B (kPa) | --- | 59,168 |
| α | --- | 0,255 |
| F | --- | 0,127 (OCR = 5) |
| $K_2 = K_3$ | --- | 0,716 |
| $\Delta\sigma_{x,vc,p}$ (kPa) | --- | 306,19 |
| z_p (m) | --- | 0,053 |

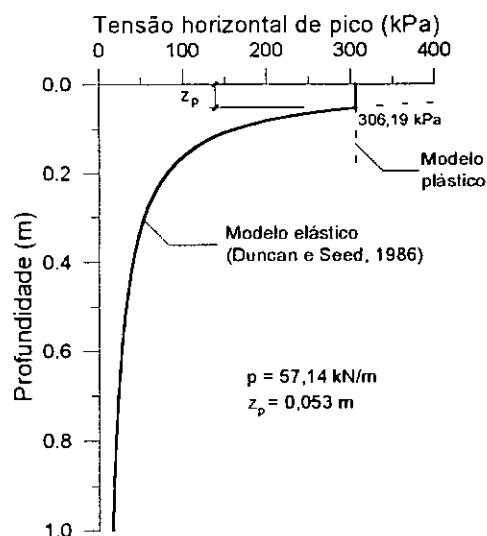


Fig. V.1 - Tensão horizontal de pico induzida pela compactação.

Um segundo grupo de análises foi conduzido utilizando-se os mesmos modelos e parâmetros das análises anteriores. Somente foram modificados os parâmetros de resistência do aterro, para os quais foram considerados os valores obtidos em laboratório por SODHA (1974) e, consequentemente, os parâmetros histeréticos e os

valores de $\Delta\sigma_{x,vc,p}$ e z_p foram recalculados com base nestes novos valores. Na tab. V.2, apresentam-se os parâmetros utilizados.

Tab. V.2 - Parâmetros de resistência de SODHA (1974), parâmetros histeréticos, tensão máxima na zona plástica e profundidade de plastificação.

| Parâmetro | Solo do aterro | |
|-------------------------------|-------------------------|---------------------------|
| | Do aterro compactado | Compactado em laboratório |
| c_u (kPa) | 147,0 | 194,5 |
| ϕ_u (graus) | 0 | 0 |
| $K_{I,\phi,B}$ | 0,667 | 0,667 |
| c_B (kPa) | 117,6 | 155,6 |
| α | 0,25 | 0,25 |
| F | 0,124 | 0,124 |
| $K_2 = K_3$ | 0,718 | 0,718 |
| $\Delta\sigma_{x,vc,p}$ (kPa) | 608,58 (= 4,14. S_u) | 805,23 (= 4,14. S_u) |
| z_p (m) | 0,027 | 0,020 |

Num terceiro grupo de análises, repetiram-se os estudos anteriores considerando-se o comportamento tensão-deformação do solo de fundação representado pela formulação hiperbólica combinada com a modelagem de DRUCKER e PRAGER (1952, 1953).

V.3 - ANÁLISES PRELIMINARES

Neste item, apresentam-se estas análises que foram efetuadas com o objetivo de se verificar a melhor forma de se conduzir a modelagem da compactação.

A modelagem e parâmetros dos solos de aterro e fundação (vide tab. V.1) foram os mesmos utilizados por HAMZA (1976).

O programa, tal qual foi implementado (vide cap. III), permite que se modele a espessura real das camadas compactadas discretizando-se a malha em etapas de espessuras superiores.

Tal qual analisado no caso do muro TRRL (cap. III), verificou-se, para a modelagem do aterro experimental de Empingham, a importância em se representar (ou não) a espessura real da camada compactada.

Variou-se, também, neste estudo, o número de passadas do rolo compactador. A título de comparação, apresentam-se também resultados de análises considerando-se a profundidade de amolecimento, tal qual sugerido por SEED e DUNCAN (1986) (vide cap. II), resultados desconsiderando a compactação e resultados de medições de campo.

Nas figuras V.2 e V.3 apresentam-se, respectivamente, a movimentação horizontal no pé do aterro obtida através de análises desconsiderando-se e se considerando a espessura real das camadas compactadas.

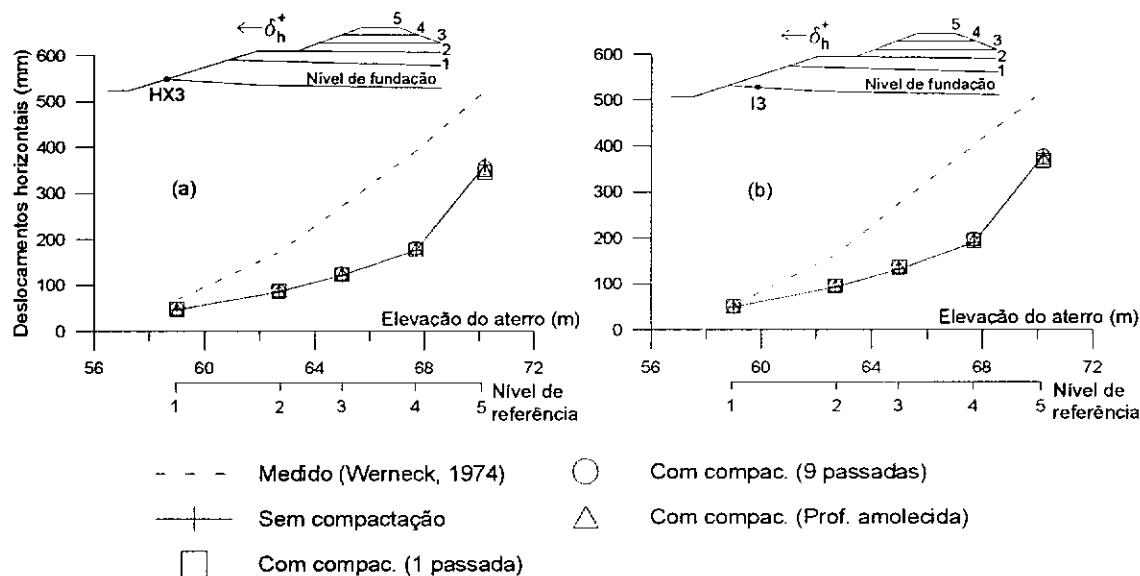


Fig. V.2 - Medições vs. previsões (M.E.F.): (a) ponto HX3; (b) ponto I3. Análise desconsiderando a espessura real da camada compactada.

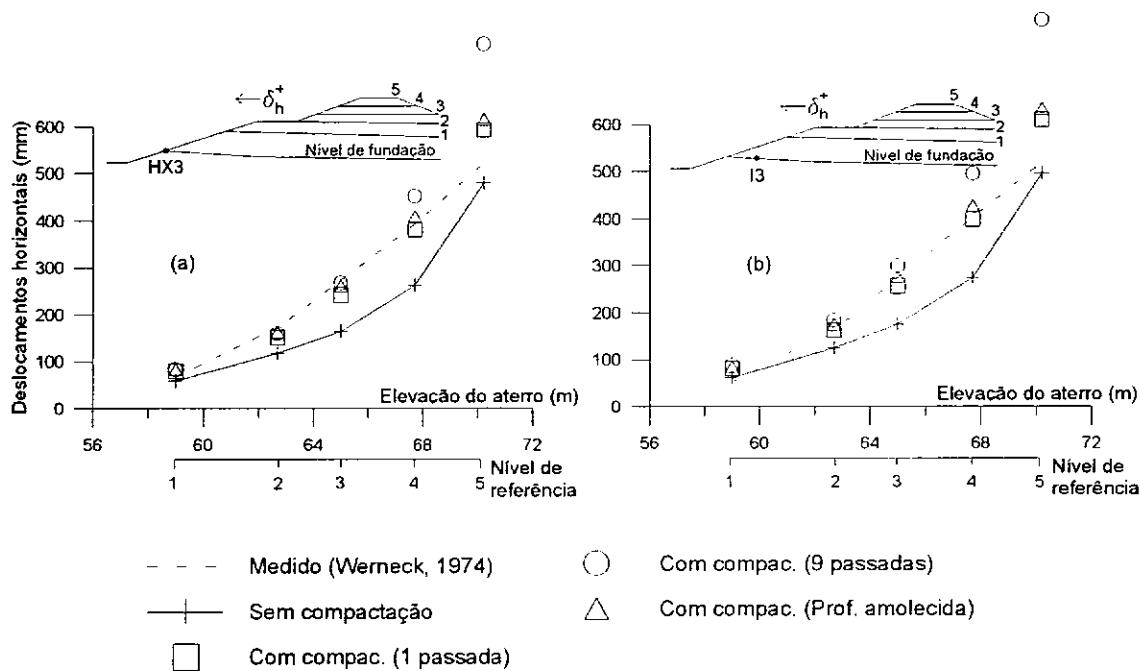


Fig. V.3 - Medições vs. previsões (M.E.F.): (a) ponto HX3; (b) ponto I3. Análise considerando a espessura real da camada compactada.

Os resultados destacam a importância da compactação nos comportamentos observados e, como seria de se esperar, mostram a importância em se modelar corretamente a espessura real das camadas compactadas.

As análises mostram uma significativa influência do número de passadas, no caso em que se considerou a espessura real das camadas compactadas. Os resultados considerando a profundidade amolecida apresentam-se intermediários aos correspondentes às análises considerando uma e nove passadas.

Na fig. V.4, apresentam-se as malhas deformadas correspondentes às análises sem e com compactação (1 passada do rolo), e se desconsiderando e se considerando a espessura real da camada compactada. Como pode ser observado, mesmo no caso em que se desconsiderou a espessura real da camada compactada, tem-se uma significativa influência da compactação nas movimentações verticais, apesar de as movimentações horizontais terem sido basicamente as mesmas neste caso, (vide fig. V.2).

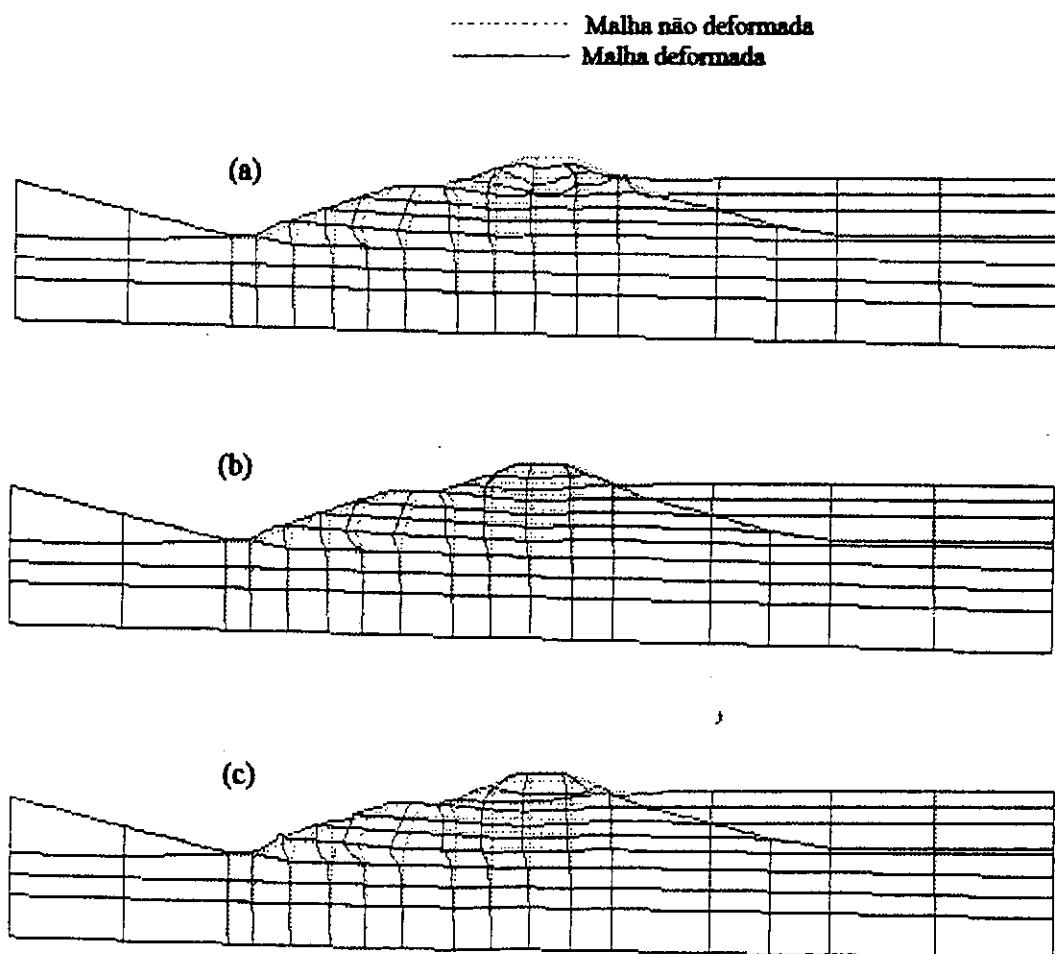


Fig. V.4 - Malha não deformada e deformada: (a) sem compactação; (b) compactado; e (c) considerando a espessura real da camada compactada.

Atribui-se a melhor previsão das medições de campo, quando utilizada uma passada do rolo compactador, às curvas tensão-deformação obtidas através de retro-análise por HAMZA (1976).

Na fig. V.5, apresentam-se os caminhos de tensões correspondentes às análises que constam da fig. V.3. Como se verifica, de maneira geral, os resultados mostram uma mesma tendência de comportamento considerando-se ou não a compactação, principalmente para o caso de uma passada do rolo.

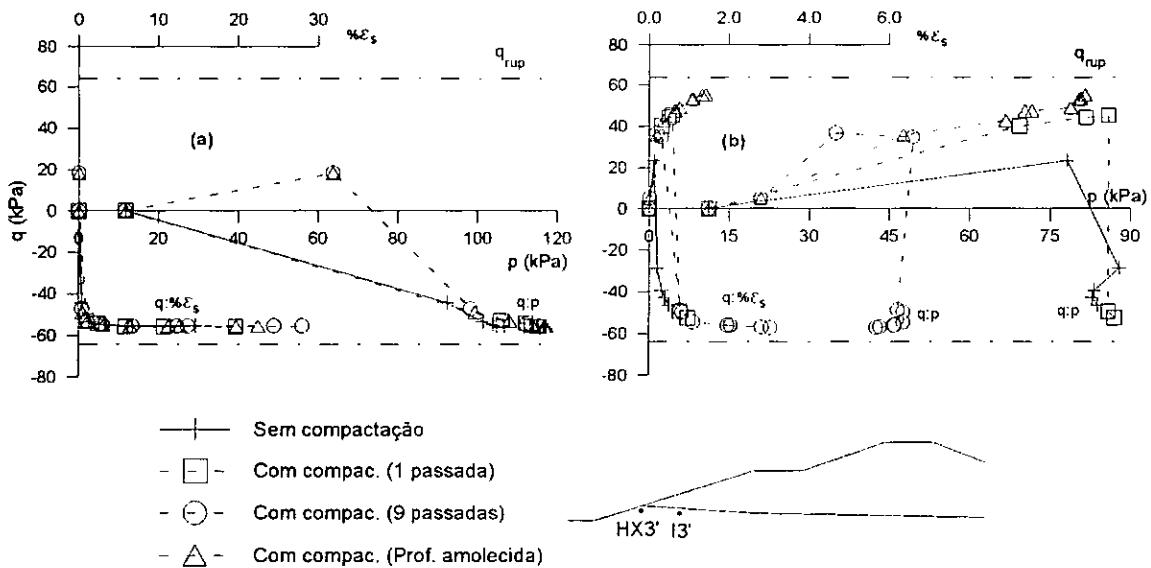


Fig. V.5 - Caminhos de tensões totais e curvas q vs. $\% \varepsilon_s$. Análise considerando a espessura real da camada compactada: (a) ponto HX3'; (b) ponto I3'.

V.4 - ANÁLISE UTILIZANDO OS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DE SODHA (1974)

As análises deste item tratam-se de uma reanálise do estudo apresentado na fig. V.3. Neste estudo, foram utilizados os parâmetros de resistência do solo do aterro apresentados por SODHA (1974), vide tab. V.2. Foram utilizados os mesmos parâmetros de resistência e de tensão-deformação adotados anteriormente para o solo de fundação, e de tensão-deformação para o aterro, (vide tab. V.1). Somente foi considerada uma passada do rolo.

Na fig. V.6, apresentam-se os resultados obtidos. Como pode ser observado, os resultados foram muito bons. As melhores previsões corresponderam às análises nas quais se fez uso dos parâmetros obtidos nos ensaios em amostras coletadas *in situ* no aterro compactado. As maiores diferenças nos resultados ocorreram na condição final de construção, próximas ao colapso.

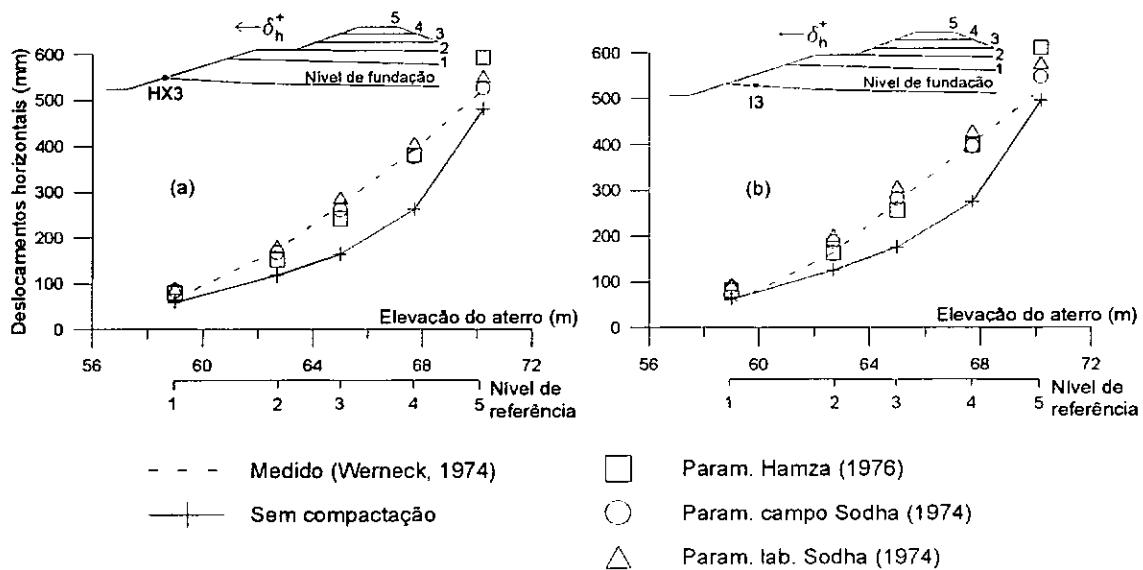


Fig. V.6 - Medições vs. previsões (M.E.F.): (a) ponto HX3; (b) ponto I3. Parâmetros de Sodha (1974).

V.5 - ANÁLISES UTILIZANDO A FORMULAÇÃO HIPERBÓLICA COMBINADA E COMBINADA MODIFICADA.

Apresenta-se, neste item, uma reanálise de estudos apresentados nos itens V.3 e V.4 utilizando, para se representar o comportamento tensão-deformação do solo de fundação, a formulação hiperbólica combinada ao modelo de DRUCKER e PRAGER (1952, 1953).

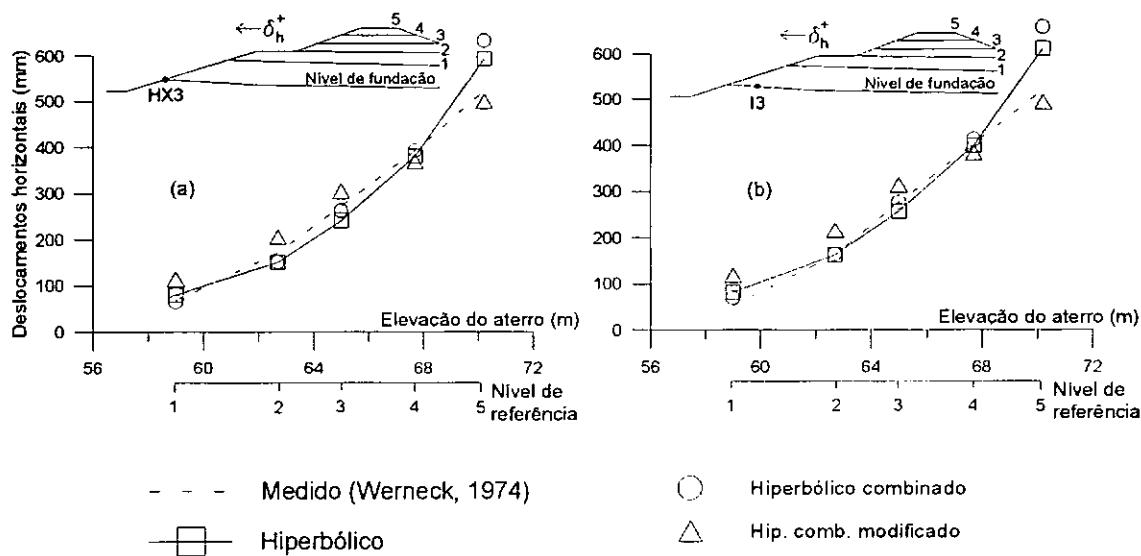
As análises foram conduzidas utilizando-se os mesmos critérios de plastificação adotados nos estudos apresentados no item IV.3.3, ou seja:

- i) utilizando-se a expressão da função de plastificação f_p (hiperbólico combinado);
- ii) ou a expressão f_p associada ao nível de tensões SL (hiperbólico combinado modificado).

Na fig. V.7, são apresentados os deslocamentos horizontais δ_h dos pontos HX3 e I3 previstos utilizando, para se descrever o solo, os parâmetros adotados por HAMZA (1976), a formulação hiperbólica combinada e os dois critérios de plastificação. Considerou-se uma única passada do rolo e os resultados são apresentados juntamente com os obtidos anteriormente com a formulação hiperbólica (vide fig. V.3) e as medições de campo.

Verifica-se que o modelo hiperbólico e hiperbólico modificado representam melhor as medições de campo para os quatro estágios iniciais de construção do aterro. No entanto, o modelo hiperbólico combinado modificado é mais adequado para modelar os estágios finais próximos ao colapso.

Análises efetuadas utilizando os parâmetros de resistência de SODHA (1974) comparadas com as análises utilizando os parâmetros de HAMZA (1976) apresentaram algumas melhorias no último estágio, tal qual já se constatou nas análises apresentadas no item V.4.



**Fig. V.7 - Medições vs. previsões (M.E.F.): (a) ponto HX3; (b) ponto I3.
Hiperbólico combinado e combinado modificado.**

V.6 - DESLOCAMENTOS GLOBAIS

Na fig. V.8, comparam-se os deslocamentos globais do aterro experimental obtidos nas análises utilizando a formulação hiperbólica e hiperbólica combinada modificada. Os resultados das análises efetuadas com a formulação hiperbólica combinada apresentaram-se semelhantes aos obtidos com a formulação hiperbólica original.

Nestes estudos, utilizaram-se os mesmos parâmetros adotados por HAMZA (1976). Não se constataram variações significativas quando estes resultados foram cotejados com os obtidos utilizando-se os parâmetros de ensaios de laboratório apresentados por SODHA (1974).

Na fig. V.8, apresentam-se também curvas críticas, correspondentes a análises de estabilidade, considerando superfícies de rotura circular e tipo cunha e os deslocamentos medidos nos inclinômetros IB3 e IB4 (WERNECK, 1974). Verifica-se uma coerência bastante boa entre deslocamentos medidos e calculados, e entre os deslocamentos e as superfícies críticas definidas nas análises de estabilidade, principalmente para os resultados das análises utilizando a formulação hiperbólica e a superfície de rotura tipo cunha.

Comparando-se os resultados apresentados na fig. V.8 (incluindo-se a compactação) com os resultados da fig. IV.22 (sem se incluir a compactação), verifica-se que a compactação leva, principalmente, a um aumento nas movimentações horizontais. No entanto, em termos qualitativos, as duas análises apresentam-se semelhantes.

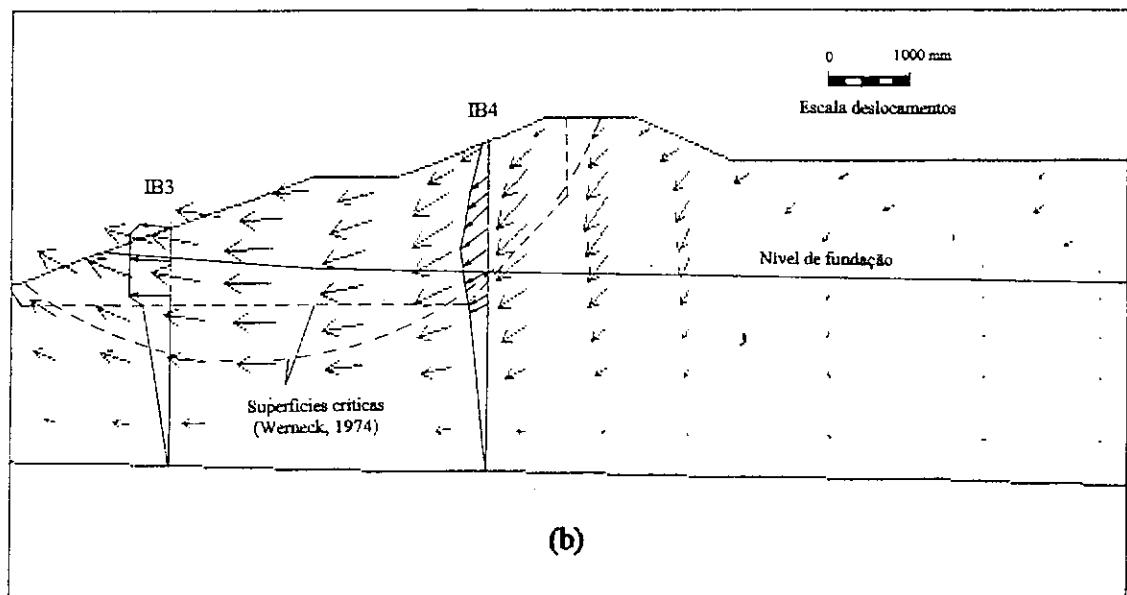
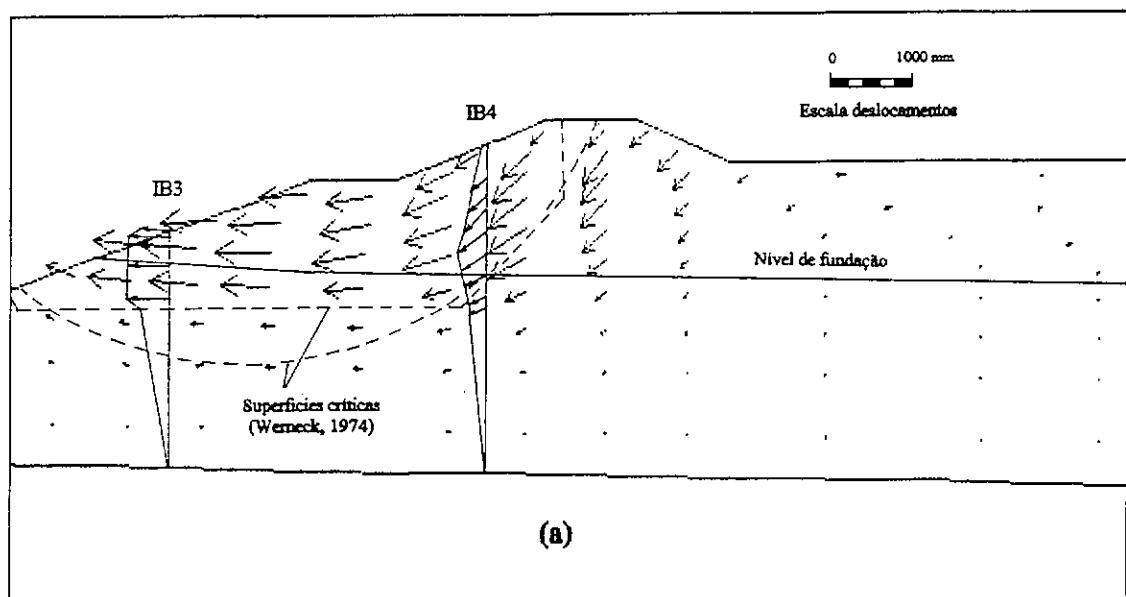


Fig. V.8 - Deslocamentos globais: (a) Hiperbólico; (b) Hiperbólico combinado modificado.

V.7 - ZONAS DE PLASTIFICAÇÃO

Apresentam-se, na fig. V.9, as zonas de plastificação correspondentes às análises utilizando a formulação hiperbólica combinada e ambos os critérios de plastificação. Os resultados apresentados correspondem às análises utilizando os parâmetros de HAMZA (1976). Não se verificaram variações significativas quando estes resultados foram cotejados com os obtidos utilizando-se os parâmetros apresentados por SODHA (1974).

Comparando-se com os resultados apresentados na fig. IV.23 (desconsiderando-se a compactação), observa-se que, somente para a previsão hiperbólico combinado, foi obtida uma ampliação das zonas de plastificação. Com a previsão hiperbólico combinado modificado, foram obtidas praticamente as mesmas zonas de plastificação, sem e com compactação.

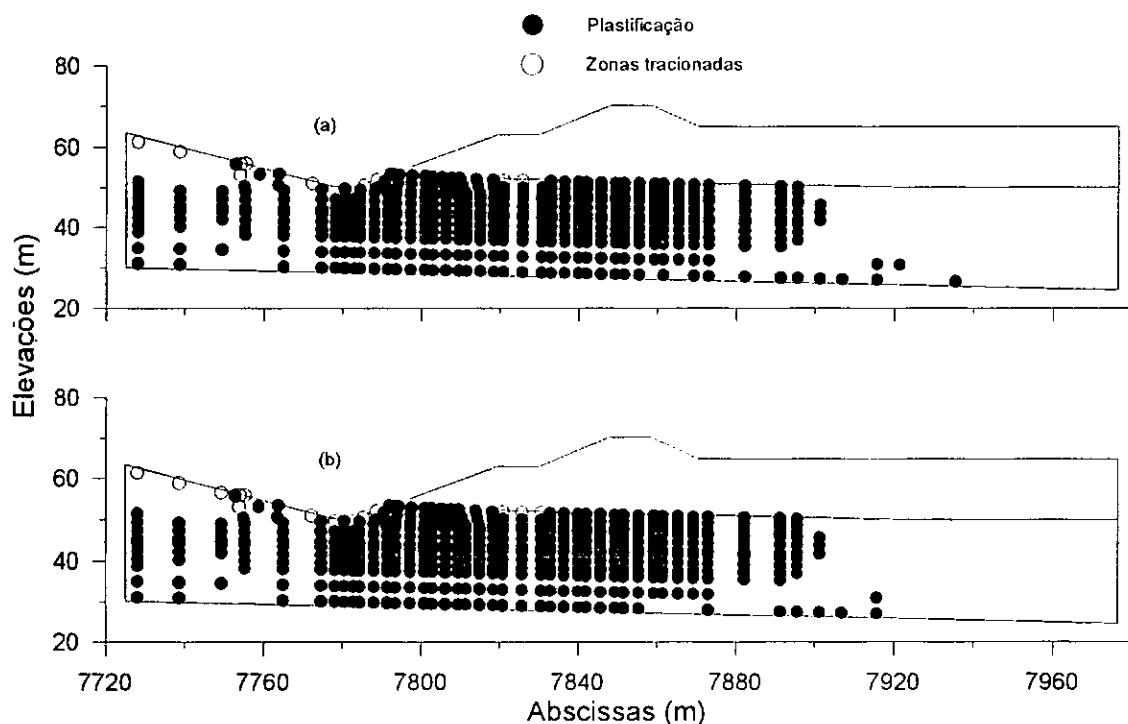


Fig. V.9 - Zonas de plastificação na condição final de construção: (a) Hiperbólico combinado; (b) Hiperbólico combinado modificado.

Na fig. V.10, apresentam-se curvas de iguais níveis de tensão, para a condição final de construção, correspondentes às análises com a formulação hiperbólica combinada modificada. Os resultados apresentados correspondem a análises utilizando os parâmetros adotados por HAMZA (1976). Não se verificaram variações significativas quando estes resultados foram cotejados com os obtidos utilizando-se os parâmetros de ensaios de laboratório apresentados por SODHA (1974).

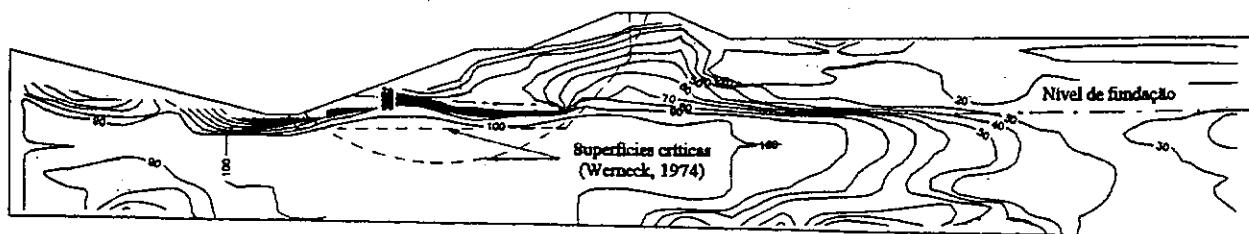


Fig. V.10 - Nível de tensões SL ao final da construção. Hiperbólico combinado modificado.

Além destas curvas, são apresentadas, na fig. V.10, as superfícies críticas das análises de estabilidade efetuadas por WERNECK (1974). A posição destas superfícies críticas localizam-se nos níveis de tensão mais elevados e próximos a 100%, tal qual se verificou nas análises desconsiderando a compactação.

Fazendo-se uso do valor médio do nível de tensões, SL, apresentado nestas superfícies, foram obtidos os seguintes fatores de segurança, para a condição final de construção, tab. V.3:

Tab. V.3 - Fatores de segurança, FS

| Superficie | FS | | |
|------------|-------------|----------------|-----------------------|
| | Hiperbólico | Hip. combinado | Hip. comb. modificado |
| Circular | 1,27 | 1,16 | 1,17 |
| Cunha | 1,27 | 1,18 | 1,18 |

Para a superficie circular, o menor valor de FS (= 1,16) foi determinado com a formulação hiperbólica combinada e, para a superficie cunha, o menor valor de FS (= 1,18) foi calculado com a formulação hiperbólica combinada e, combinada modificada.

Comparativamente com os fatores FS obtidos desconsiderando a compactação, vide tab. IV.5, pode-se observar que, incluindo-se a compactação, os fatores de segurança praticamente não se alteram e se tem valores ligeiramente maiores (superficie circular, 1,4%; superficie cunha, 2,3%).

V.8 - PREVISÃO DE DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS EM DIVERSOS PONTOS DO DA MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

Da fig. V.11 à fig. V.13, apresentam-se os deslocamentos horizontais (δ_h) previstos pela modelagem numérica em quatro outros pontos no interior do aterro.

Estes resultados foram cotejados com os obtidos com resultados de modelagem desconsiderando a compactação e medições de campo.

Os resultados apresentados na fig. V.11 (pontos H3A, H3B, H3Y e H3G) correspondem a análises utilizando a formulação hiperbólica e considerando os parâmetros adotados por HAMZA (1976) tanto para o aterro, como para a fundação (vide tab. V.1).

Num segundo grupo de estudos, consideraram-se, para a resistência do aterro, os parâmetros obtidos em laboratório por SODHA (1974) em amostras retiradas do corpo do aterro, (vide tab. V.2). Os demais parâmetros foram mantidos os mesmos do grupo anterior (vide tab. V.1).

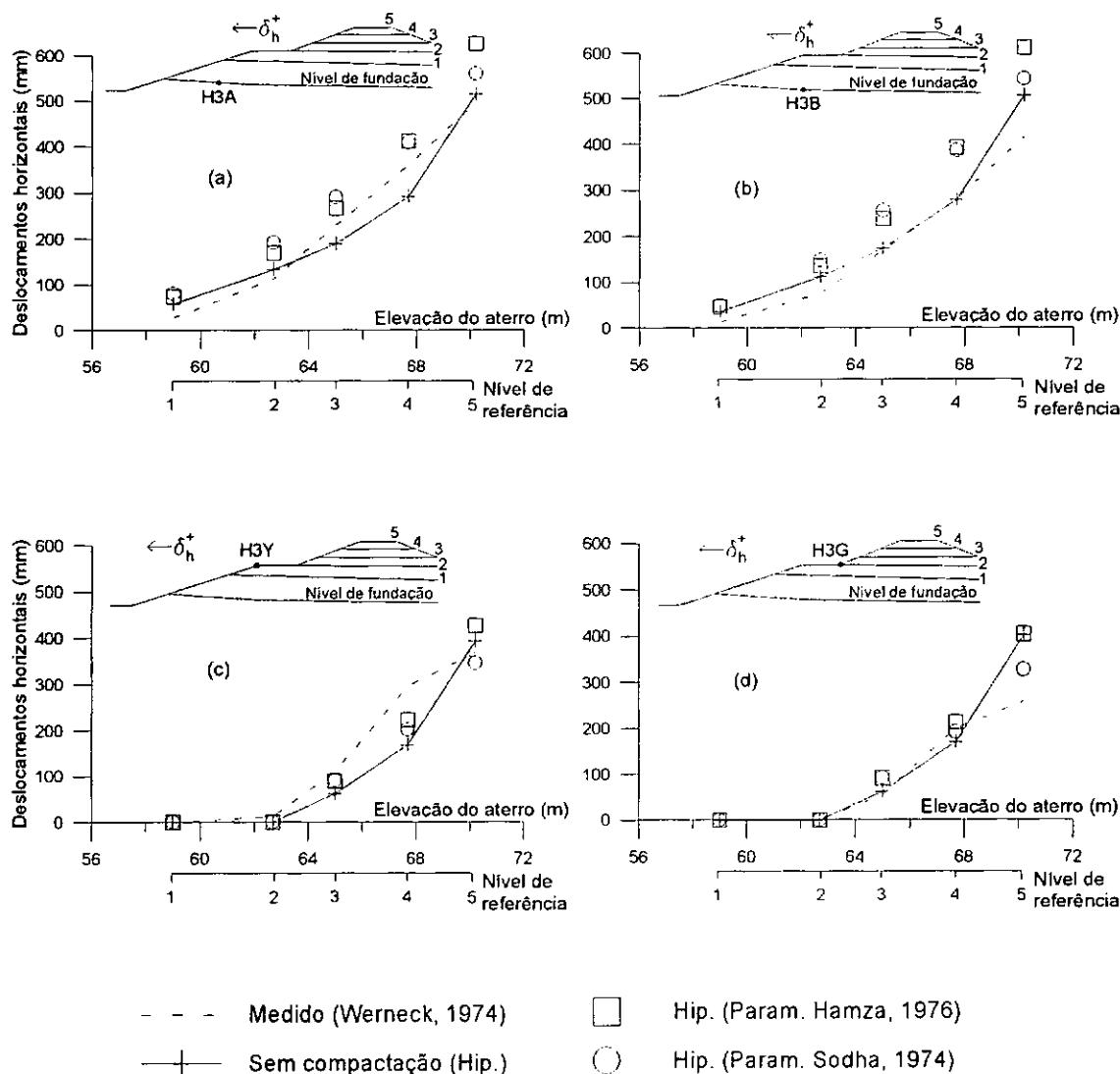


Fig. V.11 - Medições vs. previsões (M.E.F.). (a) Ponto H3A; (b) ponto H3B; (c) ponto H3Y e (d) ponto H3G.

Nas figuras V.12 e V.13, apresentam-se análises (pontos H3A, H3B, H3Y e H3G) adotando os parâmetros de HAMZA (1976) e empregando a formulação hiperbólica combinada (fig. V.12) e hiperbólica combinada modificada (fig. V.13).

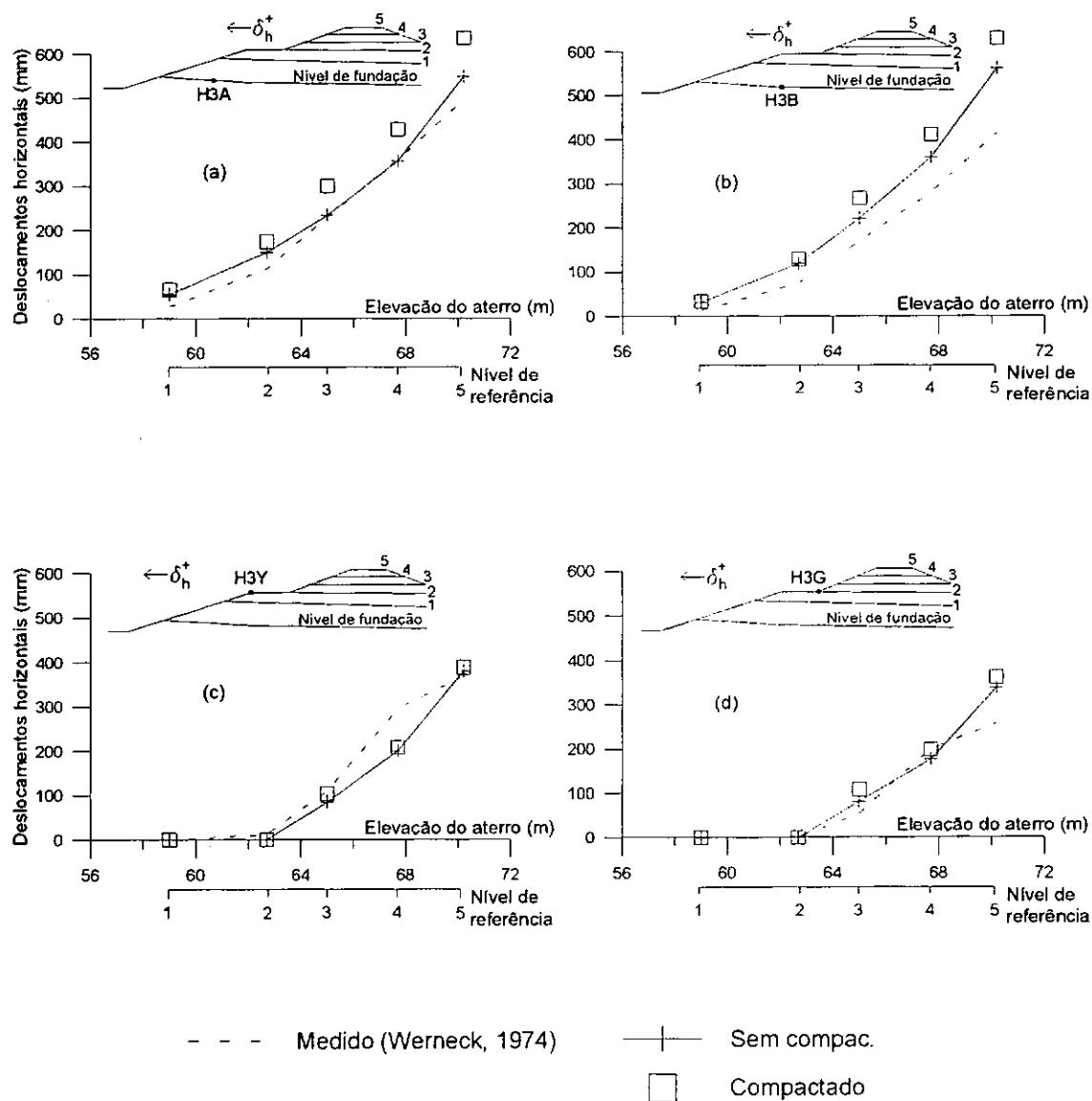


Fig. V.12 - Medições vs. previsões (M.E.F.). (a) Ponto H3A; (b) ponto H3B; (c) ponto H3Y e (d) ponto H3G (Modelo hiperbólico combinado).

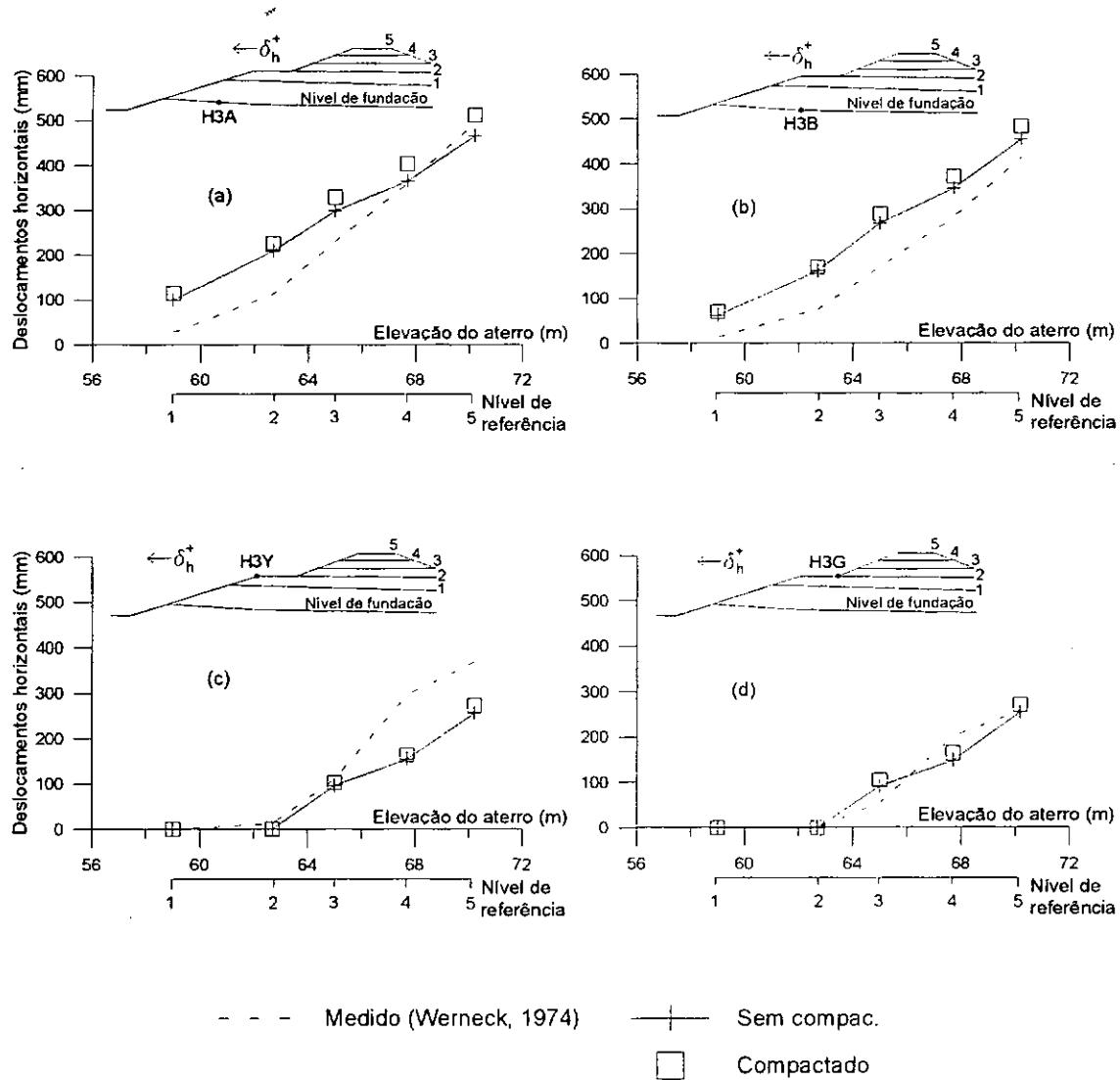


Fig. V.13 - Medições vs. previsões (M.E.F.). (a) Ponto H3A; (b) ponto H3B; (c) ponto H3Y e (d) ponto H3G. Modelo hiperbólico combinado modificado.

A influência da compactação cresce com a proximidade do pé do talude. Conforme a modelagem, tem-se diferente influência da compactação (utilizando-se a formulação hiperbólica tem-se a maior influência).

De maneira geral, verifica-se que os resultados numéricos afastam-se dos medidos quando o aterro aproxima-se de sua altura máxima. Quanto aos diferentes modelos, de maneira geral, os resultados não apresentam grandes variações, com exceção, como seria de se esperar, na condição final de construção. Quanto à plastificação da fundação, ela se torna de fato importante. Nestas condições, cresce a importância de critérios que considerem a plastificação do solo.

V.9 - ERRO PADRÃO DA ESTIMATIVA

Na tab. V.4, apresenta-se um estudo estatístico dos resultados obtidos, tomando como referência as medições de campo. O erro padrão da estimativa foi calculado utilizando-se a equação IV.21.

Tab. V.4 - Erro padrão das previsões em mm incluindo os efeitos da compactação.

| Ponto | Previsão | | | |
|-------------|--|--|---------------------------------------|--|
| | Formulação hiperbólica Hamza (1976) | Formulação hiperbólica Sodha (1974) | Hiperbólico combinado Hamza (1976) | Hiperbólico combinado modificado Hamza (1976) |
| HX3 | 36,48 | 12,29 | 32,59 | 32,80 |
| I3 | 43,73 | 22,76 | 40,80 | 44,02 |
| H3A | 72,66 | 61,71 | 83,64 | 80,64 |
| H3B | 110,19 | 91,16 | 123,80 | 88,70 |
| H3Y | 43,43 | 44,37 | 40,20 | 72,80 |
| H3G | 67,98 | 35,78 | 52,34 | 28,37 |
| valor médio | 62,41 | 44,68 | 62,23 | 57,89 |

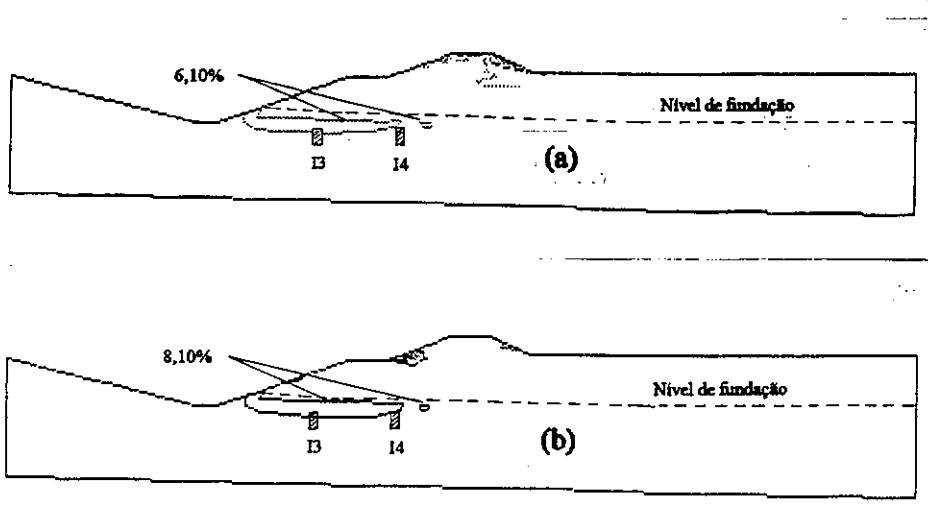
Este estudo destaca que, em média, os melhores resultados foram obtidos utilizando-se a formulação hiperbólica com os parâmetros de resistência do aterro obtidos por SODHA (1974).

Comparando-se com os valores das análises nas quais foi desconsiderada a compactação, verifica-se uma melhoria nos resultados, principalmente nos pontos próximos ao pé do talude, que passam a representar melhor o formato das curvas medidas no campo.

No aspecto quantitativo, o ponto HX3 foi o que a inclusão dos esforços induzidos pela compactação na modelagem mais favoravelmente influenciou na qualidade dos resultados (compare tabelas IV.6 e V.4).

V.10 - ANÁLISE DAS DEFORMAÇÕES MEDIDAS E CALCULADAS

Na fig. V.14, apresentam-se curvas de isodeformações específicas cisalhantes, expressas em percentagens para análises com o modelo hiperbólico, considerando e desconsiderando a compactação. Adicionalmente, são mostradas nesta figura, as zonas de máximas deformações específicas cisalhantes observadas por WERNECK (1974).



**Fig. V.14 - Isodeformações específicas cisalhantes para análises:
(a) desconsiderando; e (b) considerando a compactação.**

As curvas isodeformações específicas cisalhantes apresentadas na fig. V.15 correspondem a análises com a formulação hiperbólica com os parâmetros de HAMZA (1976) e SODHA (1974).

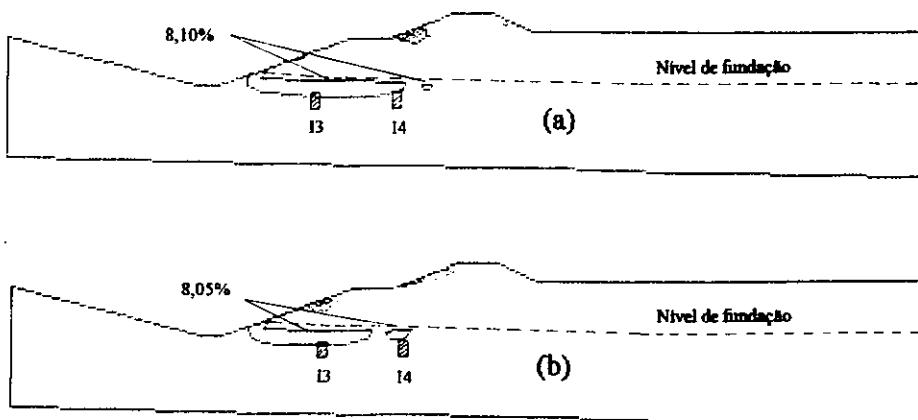


Fig. V.15 - Isodeformações específicas desviatóricas para análises considerando a compactação e adotando: (a) parâmetros de Hamza (1976) e (b) parâmetros de Sodha (1974).

As zonas de máximas distorções, nas três análises, são semelhantes e coerentes com o observado in situ, no entanto, considerando-se a compactação, verificam-se resultados numéricos mais próximos aos medidos. Na zona I3, foram observados valores de 10% a 12% e, na I4 de 7% a 8%; os valores incluindo, e não incluindo a compactação foram 8,1% e 6,1%, em ambas zonas I3 e I4.

V.11 - COMENTÁRIOS E CONCLUSÕES

- Reanalisou-se o aterro experimental de Empingham utilizando-se um modelo numérico que permite considerar-se a influência das tensões induzidas pela compactação. Os procedimentos convencionais de análise relevam estas tensões, considerando-as pouco significativas em relação às geostáticas.
- A inclusão da compactação proporcionou uma melhor previsão dos deslocamentos horizontais, mesmo se considerando que, no caso em questão, se tenham baixos valores para as tensões horizontais induzidas pela compactação, por se tratar o aterro de um solo fino com elevado grau de saturação.
- A influência da compactação cresce com a proximidade do pé do talude. Conforme a modelagem, tem-se diferente influência da compactação. Utilizando-se a formulação hiperbólica, apresentou-se a maior influência.
- Constatou-se a importância de se considerar na modelagem a espessura real da camada compactada.
- Atribui-se a melhor previsão das medições de campo, quando utilizada uma passada do rolo compactador às curvas tensão-deformação obtidas através de retroanálise por HAMZA (1976).
- Obtiveram-se melhores resultados para a condição final de construção, quando se adotaram nas análises os parâmetros de resistência obtidos em laboratório por SODHA (1974) em amostras retiradas do corpo do aterro.
- Foram obtidos fatores de segurança, FS, similares considerando ou não a compactação. Tal ocorre em vista da plastificação generalizada, praticamente limitada ao solo de fundação, que se verificou em ambas as análises.
- As deformações cisalhantes foram também fortemente influenciadas pela compactação, que, em média, se apresentaram 33% menores nas análises nas quais se desconsiderou sua influência.
- O erro apresentado, nestas análises, durante a verificação da condição de equilíbrio variou de 0% a 5%. Já o tempo de processamento foi aproximadamente de 20 minutos.

CAPÍTULO VI

ESTUDO PARAMÉTRICO DO COMPORTAMENTO DE ATERROS INCLUINDO-SE OS EFEITOS DA COMPACTAÇÃO

VI.1 - INTRODUÇÃO

Apresenta-se, neste capítulo, um estudo paramétrico do comportamento de aterros sobre solos de baixa capacidade de suporte. Visando-se destacar sua influência, foram incluídas na modelagem as tensões residuais induzidas pela compactação.

Tem-se, como base deste estudo, o aterro experimental da barragem de Empingham (WERNECK, 1974), assente sobre argila rija, e o aterro experimental de Sarapuí (ORTIGÃO, 1980), assente sobre argila mole. Nas análises, verificou-se, também, a importância da presença ou não do reforço na base do aterro.

Neste estudo paramétrico, avaliaram-se os seguintes fatores:

- i) parâmetros de deformação da fundação;
- ii) anisotropia dos parâmetros de deformação do corpo do aterro;
- iii) variação da energia de compactação;
- iv) rigidez do reforço.

VI.2 - ATERRO EXPERIMENTAL DA BARRAGEM DE EMPINGHAM

VI.2.1 - Condicionantes e hipóteses adotadas

Estas análises foram efetuadas seguindo-se, em linhas gerais, os mesmos procedimentos adotados nos estudos anteriormente apresentados. As análises foram conduzidas via tensões totais e estado plano deformação. Permitiu-se, no aterro, uma certa deformação volumétrica através do coeficiente de Poisson.

As condicionantes e hipóteses complementares, tais como o cálculo das tensões *in situ*, resistência à tração, e comportamento após ruptura, também foram as mesmas.

Foi utilizada a mesma malha modificada de elementos finitos do capítulo IV, mostrada na fig. IV.17, composta por 120 elementos, 415 nós, 736 graus de liberdade, uma etapa de escavação e 9 etapas de aterrramento mais compactação.

VI.2.2. - Análises paramétricas

- Parâmetros do material da fundação do aterro

Todas as análises foram efetuadas utilizando-se a formulação hiperbólica para modelagem do comportamento tensão-deformação dos solos. Variaram-se os parâmetros tendo como base: (a) para o aterro, os parâmetros de resistência obtidos em laboratório por SODHA (1974) em amostras coletadas no aterro compactado e de deformação estabelecidos por retroanálise por HAMZA (1976); e (b) para a fundação, os parâmetros de resistência determinados em ensaios por WERNECK, 1974 (adotados por HAMZA, 1976), e de deformação obtidos por retroanálise por HAMZA (1976).

Da fig. VI.1 à fig. VI.3, apresentam-se resultados de análises (recalques) nas quais variou-se o coeficiente de Poisson do material de fundação. Os demais parâmetros foram mantidos os mesmos. Nestas figuras, apresentam-se também resultados desconsiderando a compactação e, a título de comparação, resultados obtidos por HAMZA (1976) que também não incorporam a compactação.

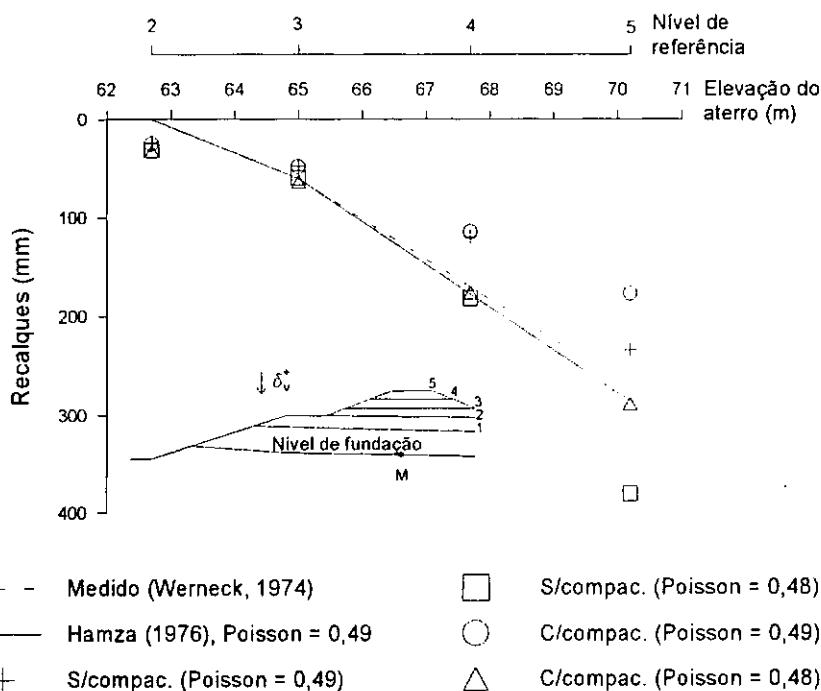


Fig. VI.1 - Recalques medidos e previstos (M.E.F.) no ponto M.

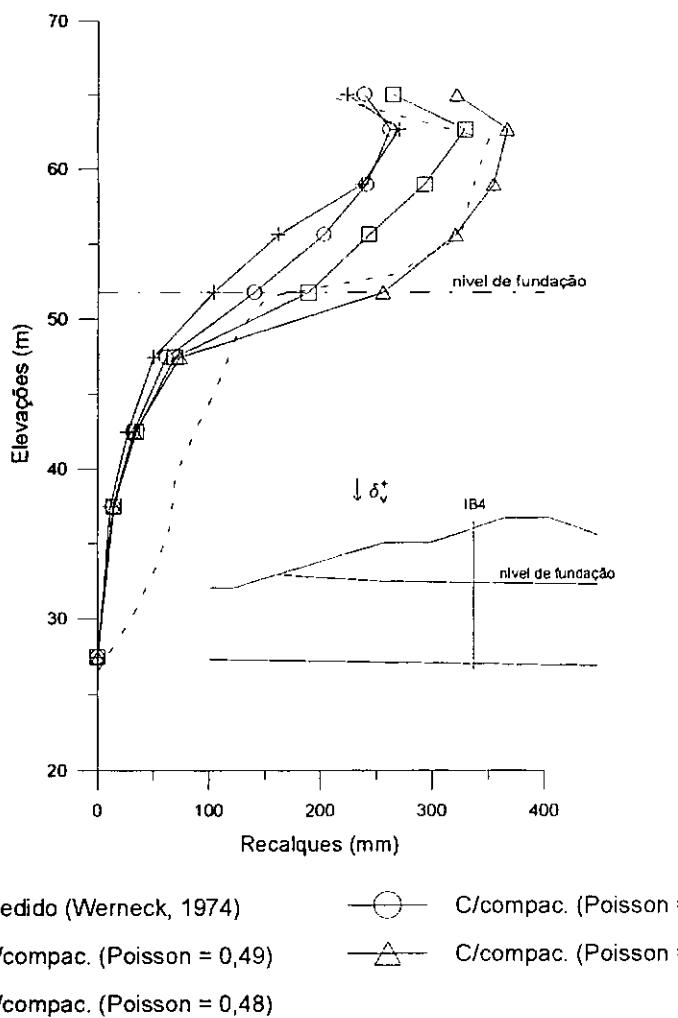


Fig. VI.2 - Recalques medidos e previstos (M.E.F.) no inclinômetro IB4.

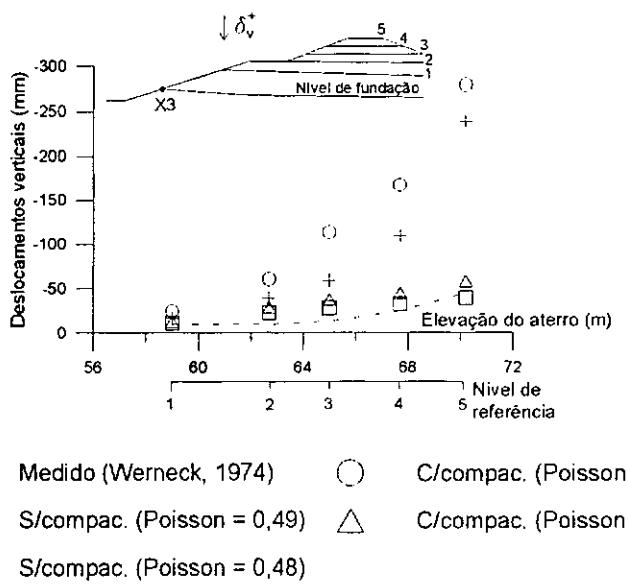


Fig. VI.3 - Recalques medidos e previstos (M.E.F.) no ponto X3.

Como se verifica, os resultados das análises efetuadas utilizando o modelo hiperbólico são capazes de representar o comportamento observado quando se adota o valor de 0,48 para o coeficiente de Poisson, ν . Por outro lado, adotando-se o valor de 0,49 (também utilizado por HAMZA, 1976), que representa uma condição perfeitamente não-drenada, não se tem correspondência com o verificado no campo. Deve-se observar, no entanto, que as movimentações horizontais apresentaram ligeiras modificações com as mudanças no coeficiente de Poisson.

Os resultados retroanalisados por Hamza representam o comportamento observado. No entanto, o próprio autor reconhece as limitações do estudo, e classifica este acerto como casual.

Todas as análises apresentadas a seguir foram efetuadas adotando-se $\nu = 0,48$.

Da fig. VI.4 à fig. VI.6, apresentam-se resultados numéricos de deslocamentos horizontais e verticais do aterro, nos quais se variou o módulo de deformabilidade do material da fundação com base nos resultados dos ensaios de laboratório efetuados por MAGUIRE (1975). Num dos estudos, considerou-se a média dos valores de laboratório, $\mu = 50\%$ ($E = 12411,10 + 2495,92.z$, kPa). Das outras análises também foram efetuadas, uma correspondente ao limite inferior dos resultados de laboratório, $\mu = 10\%$ ($E = 3297,54 + 2030,07.z$, kPa) e outra, ao limite superior, $\mu = 90\%$ ($E = 25240 + 2621,03.z$, kPa), onde μ é a probabilidade de ocorrência.

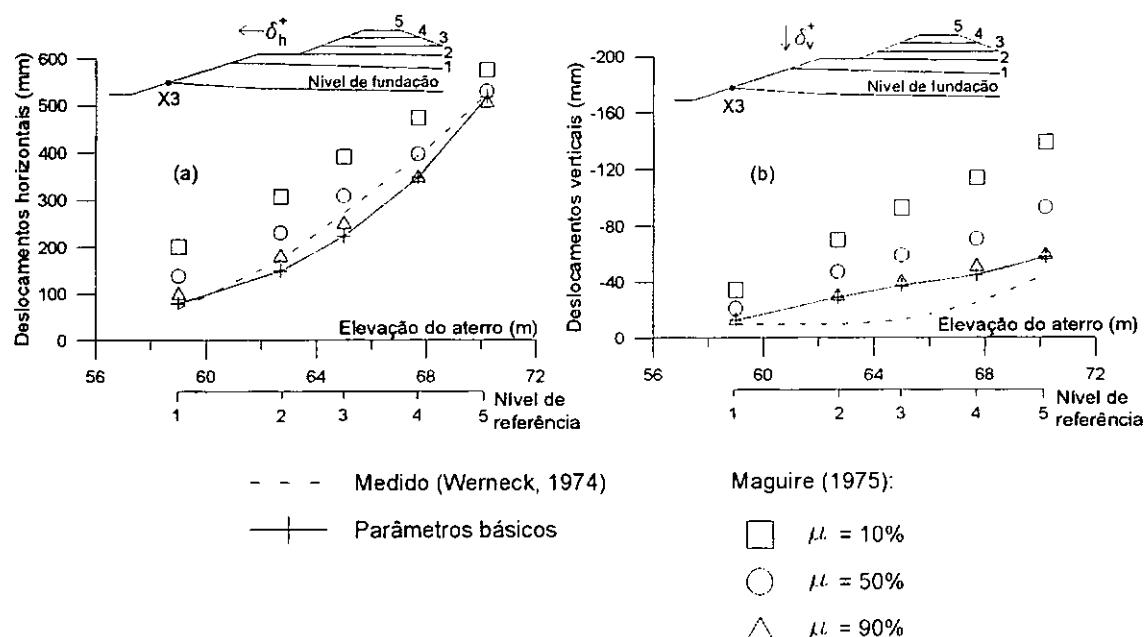


Fig. VI.4 - Medições vs. previsões (M.E.F.). Deslocamentos no ponto X3:
(a) horizontais; (b) verticais.

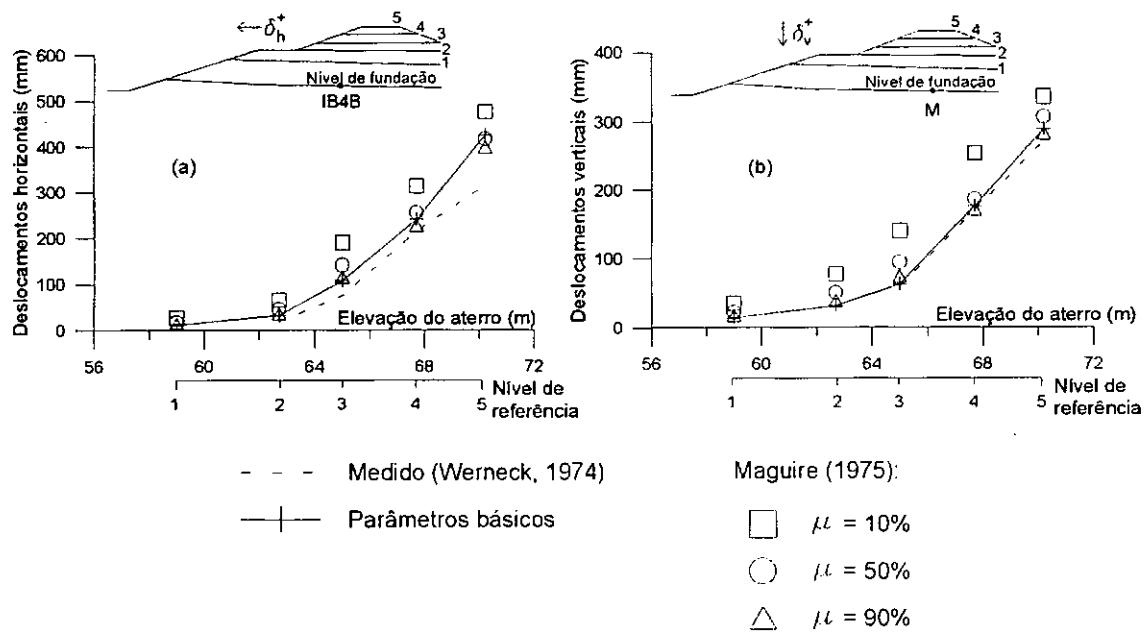


Fig. VI.5 - Medidas vs. previsões (M.E.F.). Deslocamentos: (a) horizontais no ponto IB4B; (b) verticais no ponto M.

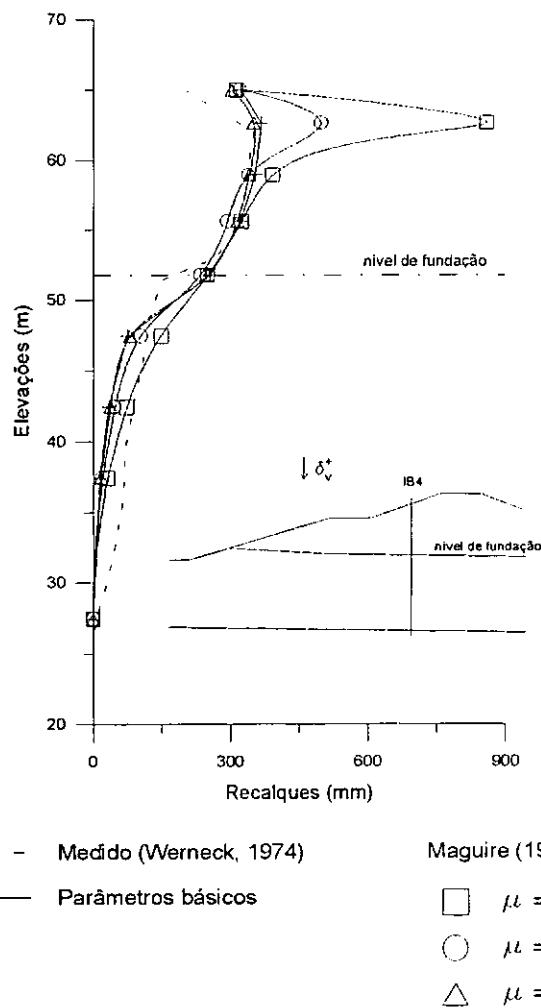


Fig. VI.6 - Medidas vs. previsões (M.E.F.). Recalques no inclinômetro IB4.

Constam também destas figuras resultados de medições de campo e resultados de análises nos quais se consideraram, para o material de fundação, os valores de módulo de deformação adotados por HAMZA (1976) já anteriormente apresentados nas figuras VI.1 a VI.3.

Como se verifica, os parâmetros de deformação adotados por HAMZA (1976) são capazes de representar o comportamento observado pela instrumentação. Verifica-se também que o limite superior dos resultados de MAGUIRE (1975) é o que melhor descreve o comportamento de campo (vide fig. IV.14).

Visando-se a se verificar a influência acoplada das tensões induzidas pela compactação e do módulo de deformação da fundação nos resultados das análises, efetuaram-se estudos numéricos desconsiderando, ou não, a compactação e variando o módulo. Nas figuras VI.7 a VI.9 apresentam-se estes resultados.

Como se verifica, a compactação pode aumentar ou não as movimentações, a depender da rigidez da fundação. O efeito combinado de dois fatores opostos podem explicar este comportamento. O aumento da rigidez tende a diminuir as deformações. Por outro lado, as tensões residuais induzidas pela compactação no aterro levam a um aumento da rigidez minimizando as deformações. O comportamento resultante é reflexo destes dois mecanismos.

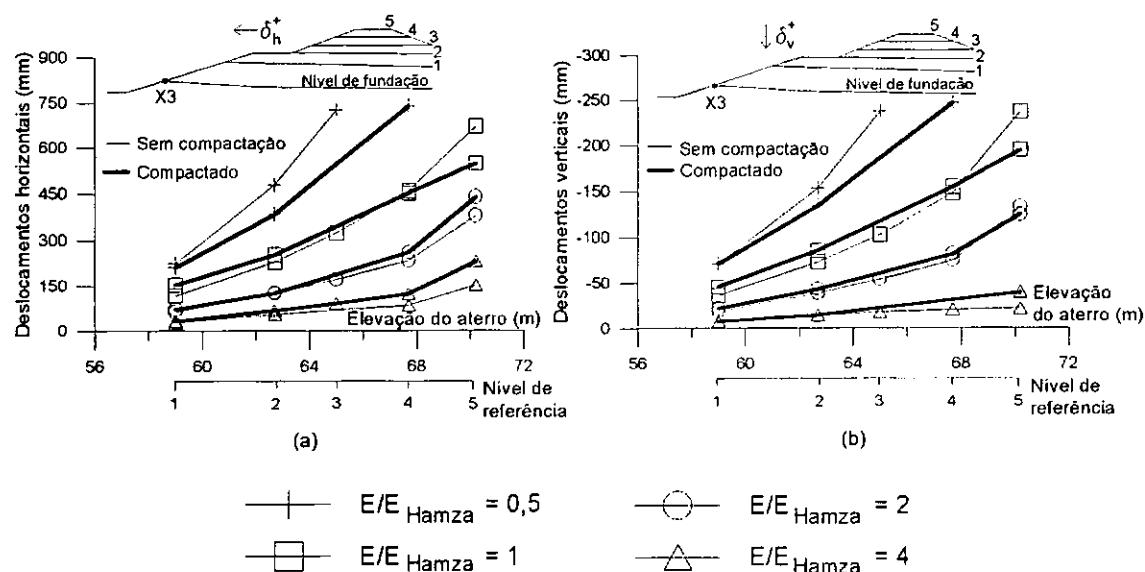


Fig. VI.7 - Medições vs. previsões (M.E.F.) variando o módulo de deformação da fundação. Deslocamentos no ponto X3: (a) horizontais; (b) verticais.

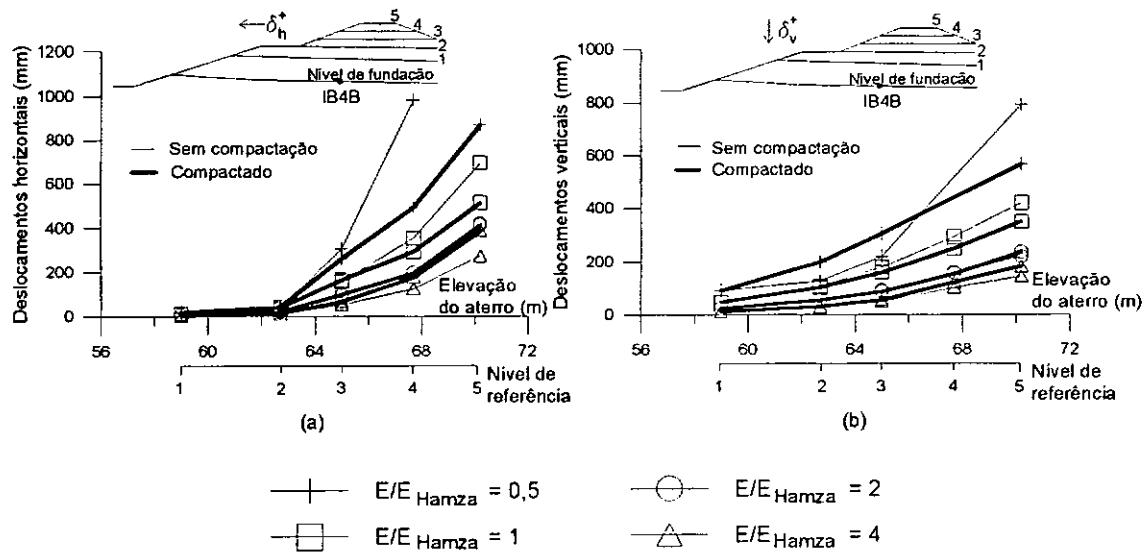


Fig. VI.8 - Medições vs. previsões (M.E.F.) variando o módulo de deformação da fundação. Deslocamentos no ponto IB4B: (a) horizontais; (b) verticais.

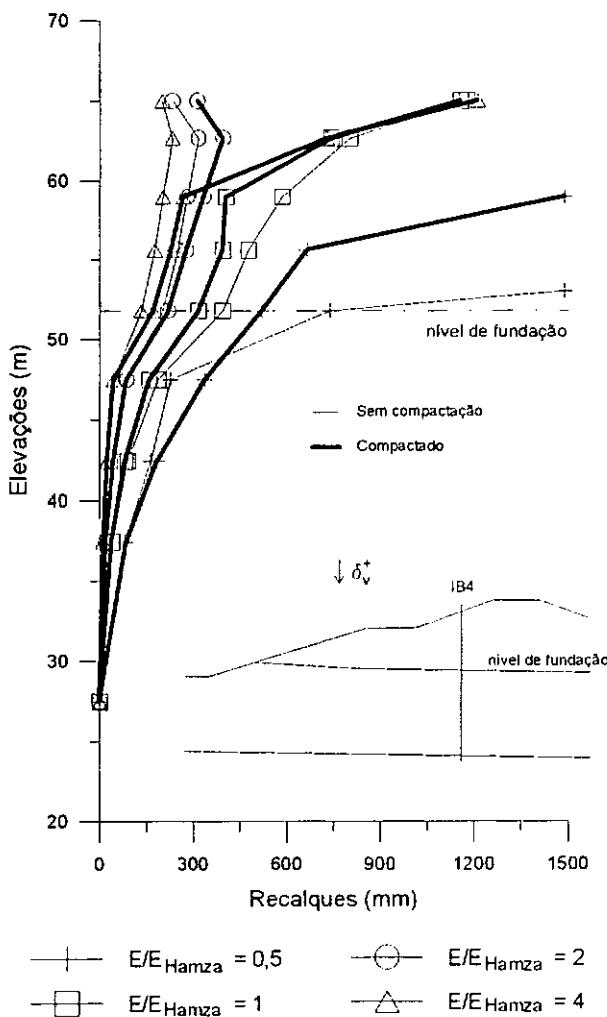


Fig. VI.9 - Medições vs. previsões (M.E.F.) variando o módulo de deformação da fundação. Recalques no inclinômetro IB4.

- Comportamento anisotrópico do material do corpo do aterro

Estudos foram efetuados visando-se a se verificar a importância da anisotropia dos parâmetros de deformação do material do aterro no comportamento. Nas figuras VI.10 a VI.12, apresentam-se os resultados deste estudo, juntamente com os valores medidos no campo e os determinados desconsiderando a anisotropia.

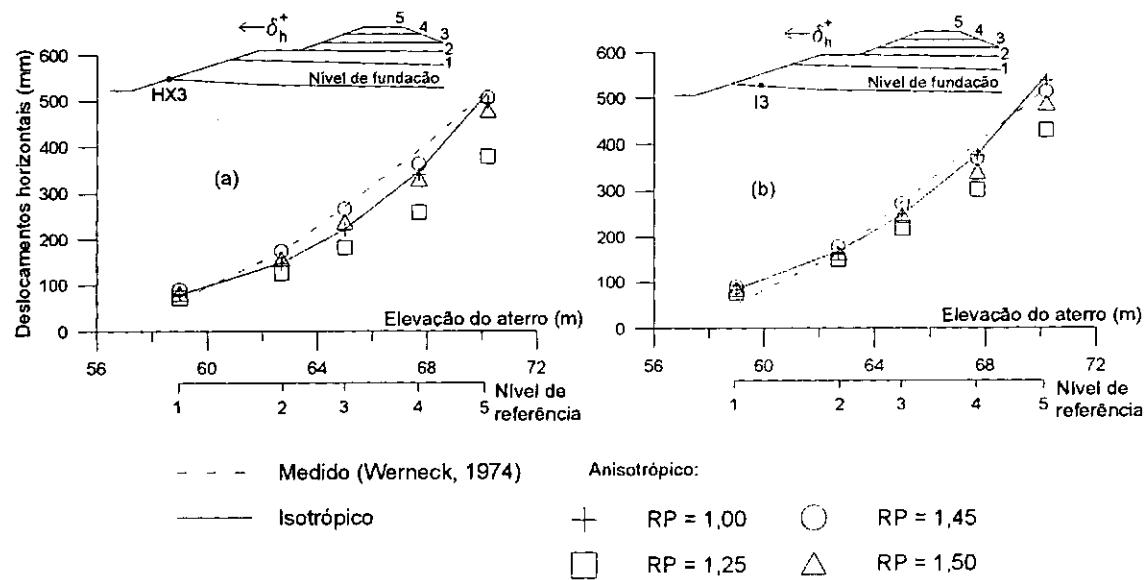


Fig. VI.10 - Medições vs. previsões (M.E.F.). Estudo paramétrico anisotrópico.
(a) ponto HX3, (b) ponto I3.

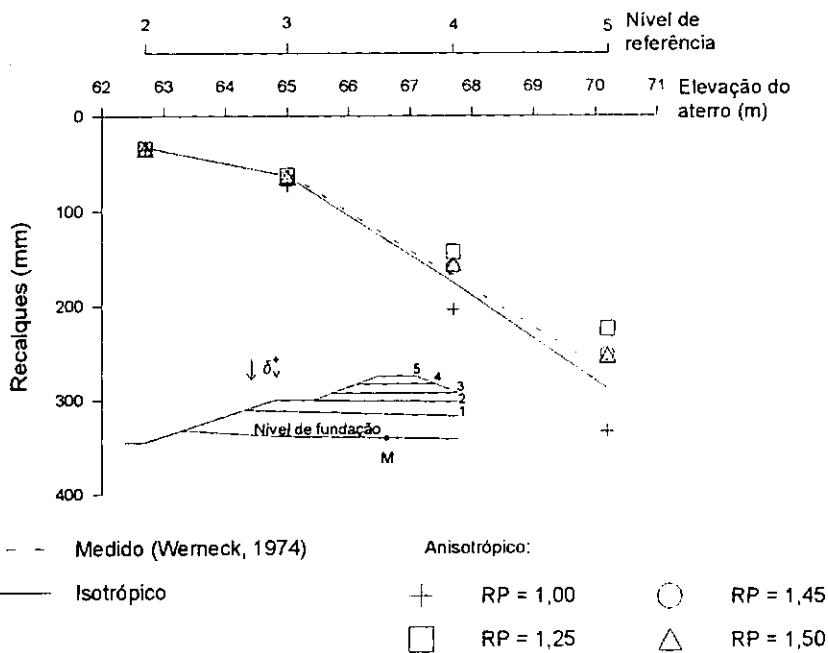
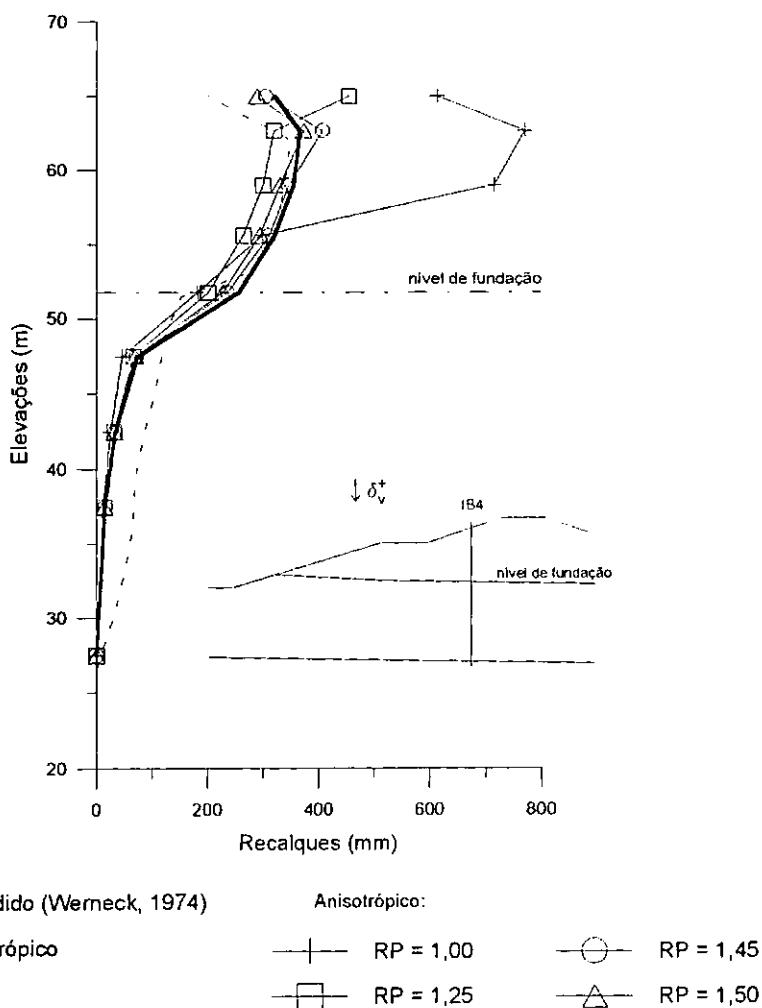


Fig. VI.11 - Recalques medidas e previstos (M.E.F.) no ponto M.
Estudo paramétrico anisotrópico



**Fig. VI.12 - Recalques medidos e previstos no inclinômetro IB4.
Estudo paramétrico anisotrópico.**

A anisotropia foi considerada com base no sugerido por CLOUGH e WOODWARD (1967), conforme a seguir:

$$D] = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & 0 \\ D_{21} & D_{22} & D_{23} & 0 \\ D_{31} & D_{32} & D_{33} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & D_{44} \end{bmatrix} \quad (\text{VI.1})$$

onde: $D_{11} = M_B + M_D$ (VI.2.a)

$$D_{12} = \frac{\nu_v \cdot (1 + RP \cdot \nu_v)}{RP \cdot \nu_v + RE \cdot \nu_v^2} (M_B - M_D) \quad (\text{VI.2.b})$$

$$D_{13} = M_B - M_D \quad (\text{VI.2.c})$$

$$D_{21} = D_{12} \quad (\text{VI.2.d})$$

$$D_{22} = \frac{1 - RP^2 \cdot \nu_v^2}{RE \cdot (1 - RE \cdot \nu_v^2)} (M_B + M_D) \quad (\text{VI.2.e})$$

$$D_{23} = D_{12} \quad (\text{VI.2.f})$$

$$D_{31} = D_{13} \quad (\text{VI.2.g})$$

$$D_{32} = D_{23} \quad (\text{VI.2.h})$$

$$D_{33} = D_1 \quad (\text{VI.2.i})$$

$$D_{44} = G \quad (\text{VI.2.j})$$

$$M_B = \frac{RE \cdot E_v}{2 \cdot (1 - RP \cdot \nu_v - 2 \cdot RE \cdot \nu_v^2)} \quad (\text{VI.2.k})$$

$$M_D = \frac{RE \cdot E_v}{2 \cdot (1 + RP \cdot \nu_v)} \quad (\text{VI.2.l})$$

$$RE = \frac{E_h}{E_v} \quad (\text{VI.2.m})$$

$$RG = \frac{G}{E_v} \quad (\text{VI.2.n})$$

$$RP = \frac{\nu_h}{\nu_v} \quad (\text{VI.2.p})$$

E_h , ν_h = módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson na direção horizontal
 E_v , ν_v , G = módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson na direção vertical,
módulo de elasticidade transversal.

Considerou-se, para o solo do aterro, o mesmo valor do módulo de elasticidade nas análises anisotrópica e isotrópica. Assim como adotou-se, nas duas análises, o mesmo valor para o módulo de elasticidade transversal G .

$$G = \frac{E_v}{2 \cdot (1 + \nu_v)} \quad (\text{VI.3})$$

Com relação aos demais parâmetros, adotou-se:

$$\nu_v = 0,30 \quad (\text{VIDAL, 1985})$$

$$RE = 3 \quad (\text{GARNIER, 1973})$$

Para a relação RP , considerou-se a seguinte proposta de HEARMON (1961):

$$RP < \frac{1 - 2 \cdot RE \cdot \nu_v^2}{\nu_v} \quad (\text{VI.4})$$

Substituindo-se os valores numéricos, tem-se:

$$RP < 1,533$$

(VI.5)

Análises foram efetuadas para diferentes valores de RP obedecendo-se à inequação (VI.5). O valor que melhor representou a condição de campo foi para $RP = 1,45$; no entanto, não se verificaram diferenças sensíveis nas demais análises.

- Inclusão de reforço na base do aterro

Com o intuito de se verificar a contribuição na minimização de deformações de reforços na base do aterro, efetuaram-se análises considerando reforços de diferentes rigidezes. Variaram-se os reforços desde uma rigidez correspondente a uma camada de geotêxtil (Bidim OP-30; $E = 30 \text{ MPa}$ e $A = 0,0021 \text{ m}^2$) até valores compatíveis a reforços metálicos ($E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$ e $A = 0,0018 \text{ m}^2$).

Nas figuras VI.13 a VI.15, apresentam-se os resultados das análises. Com base nestes resultados, podem-se tecer os seguintes comentários com relação à influência dos reforços:

- i) os resultados são significativamente alterados nos estágios finais de construção do aterro (4 e 5 níveis);
- ii) a contribuição dos reforços cresce com a rigidez; praticamente, os resultados com geotêxteis equivalem-se às análises sem reforço;
- iii) a consideração da compactação não altera a localização dos pontos de máximos deslocamentos na base do aterro;
- iv) na altura máxima, reforços metálicos são capazes de reduzir significativamente as movimentações horizontais e reduzir pela metade as distorções no pé do talude;
- v) no entanto, em qualquer condição, é pequena a influência dos reforços nos recalques.

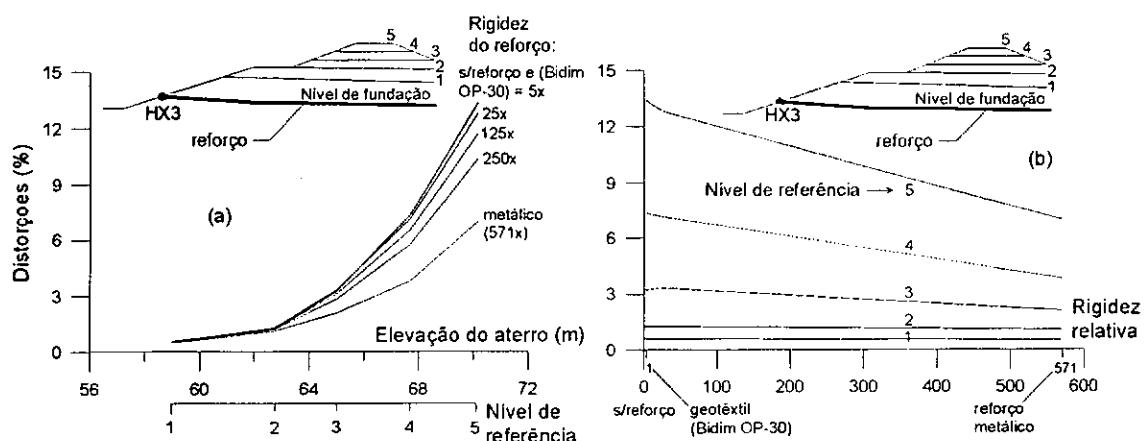


Fig. VI.13 - Distorções (%) no pé do talude, ponto HX3, incluindo reforço na base do aterro: (a) vs. elevação do aterro; (b) vs. rigidez relativa do reforço.

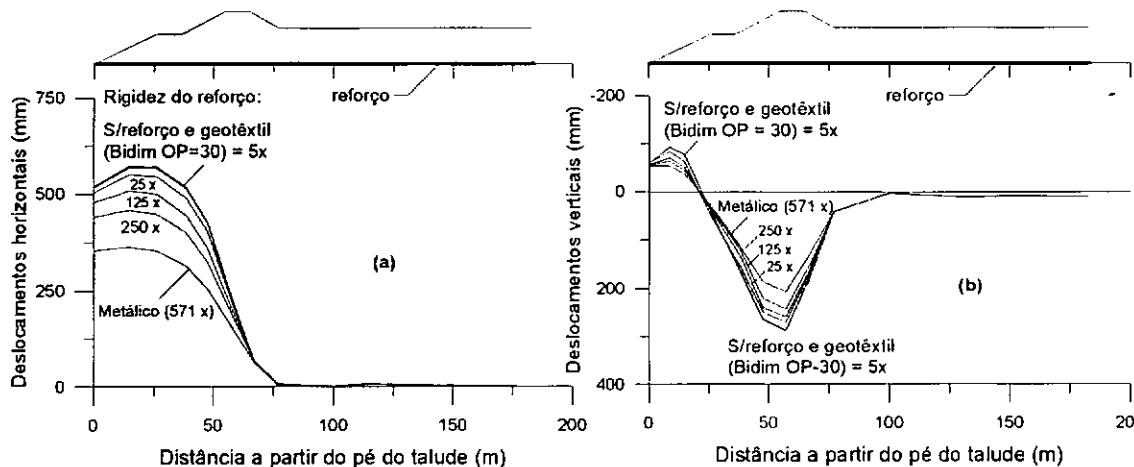


Fig. VI.14 - Deslocamentos ao final da construção na base do aterro para diferentes rigidezes do reforço. (a) horizontais; (b) verticais.

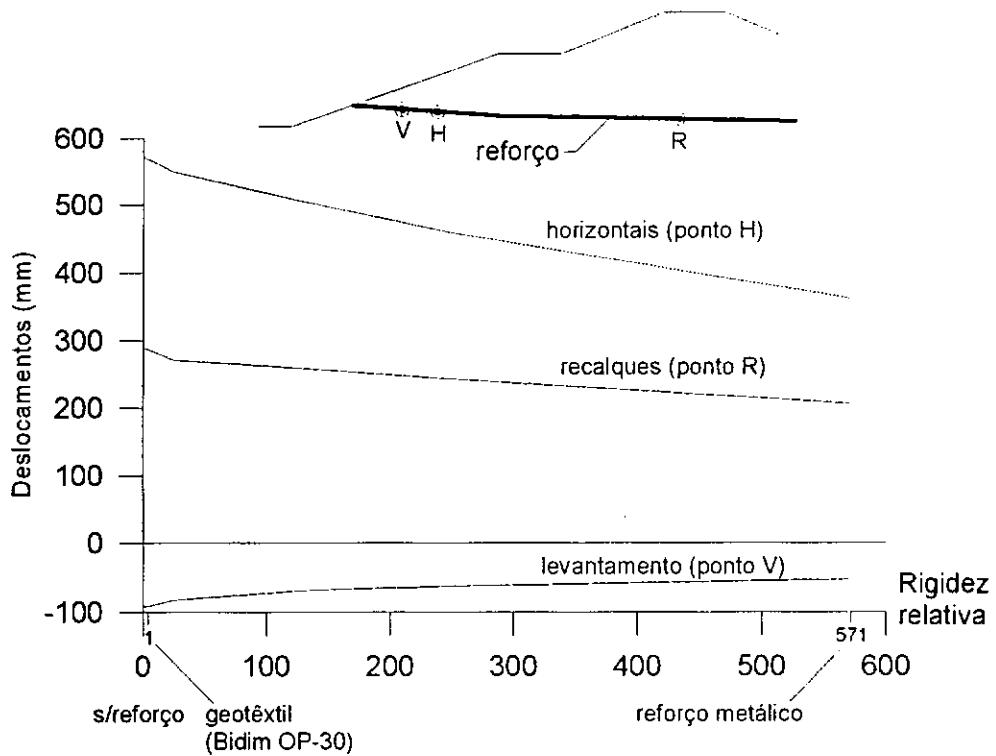


Fig. VI.15 - Deslocamentos máximos na base do aterro para diferentes rigidezes do reforço.

VI.3 - ATERRO EXPERIMENTAL DE SARAPUÍ

As análises com base no aterro experimental de Sarapuí foram efetuadas objetivando-se a extensão do estudo do aterro de Empingham sobre argila rija, a aterros sobre solos de menor consistência. Na fig. VI.16, mostra-se a localização desse aterro.

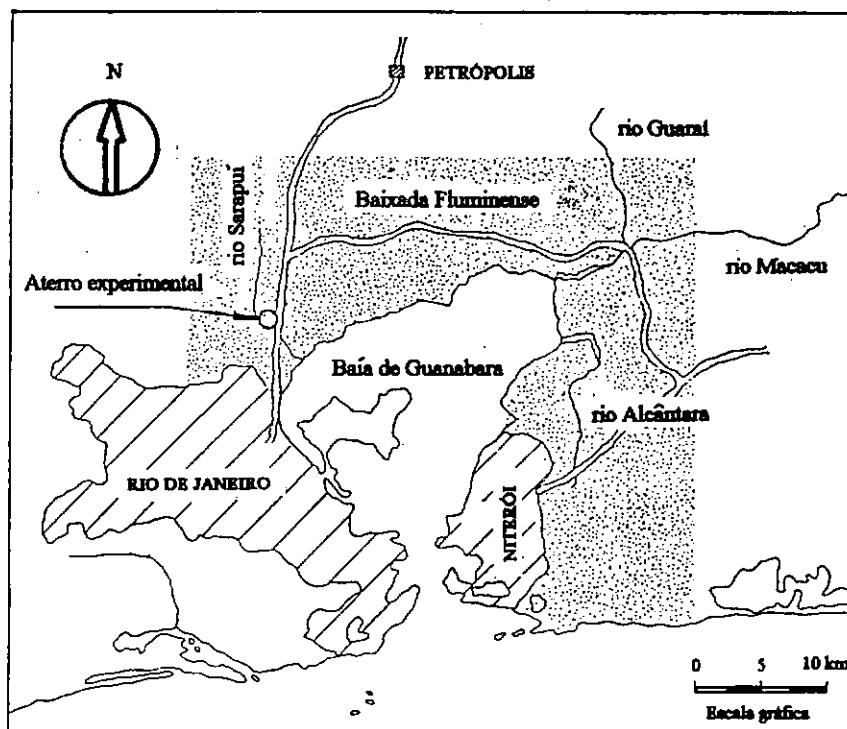


Fig. VI.16 - Localização do aterro experimental de Sarapuí (apud ORTIGÃO, 1980).

O aterro de Sarapuí foi construído sem controle da compactação. Não obstante, visando-se a se avaliar sua importância potencial, incluiu-se também no estudo paramétrico a compactação.

A seção principal utilizada no presente estudo, mostrada na fig. VI.17, foi extraída de FONTENELLE (1987). Segundo esse autor, o aterro foi construído através da deposição de sete camadas sendo que, na sexta camada (altura do aterro na região central igual a 2,80 m), foram observadas variações bruscas nas medidas da instrumentação indicando sinais de ruptura. Mesmo assim, foi lançada mais uma camada de 0,30 m sendo observado um aumento considerável de trincas.

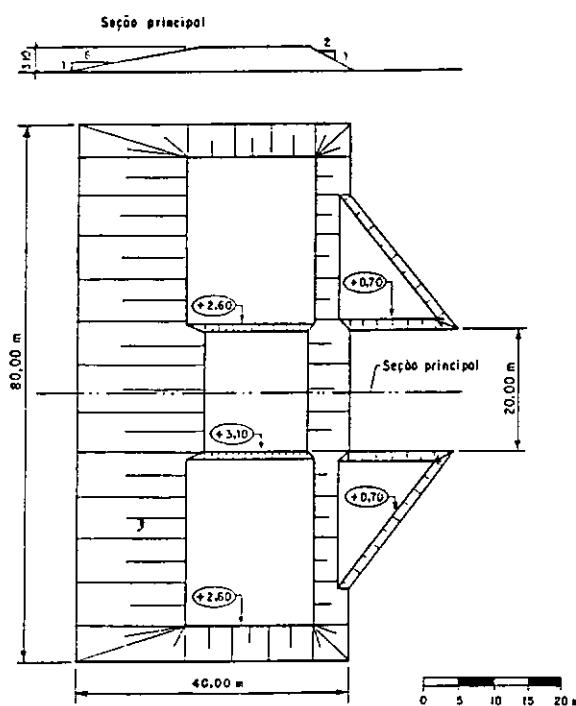


Fig. VI.17 - Geometria do aterro Experimental I de Sarapuí (apud FONTENELLE, 1987)

O aterro experimental foi construído em novembro de 1977 num lapso de tempo de 31 dias. Na fig. VI.18, apresenta-se a evolução real da construção do aterro com o tempo e a adotada nas análises (linha tracejada).

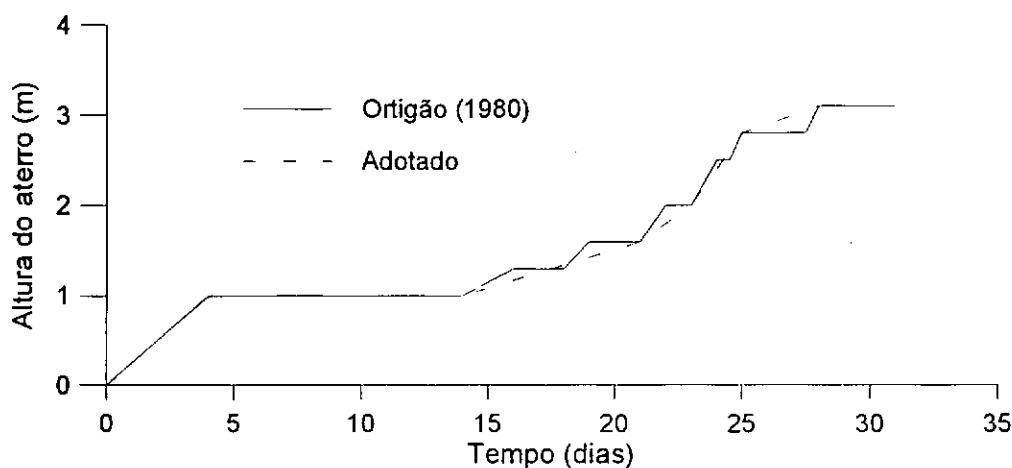


Fig. VI.18 - Evolução da construção do aterro de Sarapuí com o tempo (apud ALMEIDA, 1981)

O solo de fundação foi caracterizado como argila mole (sedimento flúviomarinho) com espessura da ordem de 11,0 m. Este depósito de argila encontra-se sobrejacente a uma camada arenosa de 5,0 m de espessura (FONTENELLE, 1987).

VI.3.1 - Condicionantes e hipóteses adotadas

Na tab VI.1, apresentam-se os incrementos de tempo utilizados neste estudo. Estes incrementos de tempo foram escolhidos levando-se em consideração as sugestões de GUNN (1981). Na modelagem da compactação, não se alterou o tempo total construtivo.

Tab. VI.1 - Incrementos de tempo

| Bloco | Tipo de evento | Número de incrementos | Tempo (horas) |
|-------|----------------|-----------------------|---------------|
| 1 | carga | 4 | 96 |
| 2 | adensamento | 8 | 240 |
| 3 | carga | 3 | 168 |
| 4 | carga | 4 | 48 |
| 5 | carga | 4 | 24 |
| 6 | carga | 4 | 24 |
| 7 | carga | 3 | 72 |
| Total | | 30 | 672 |

Na fig. VI.19, apresenta-se a malha de elementos finitos utilizada neste estudo. Esta malha ficou composta por 130 elementos quadrilaterais quadráticos e 443 nós. Na delimitação horizontal inferior, foram restringidas as movimentações horizontal e vertical, e, nas delimitações verticais, a movimentação horizontal fazendo assim um total de 794 graus de liberdade.

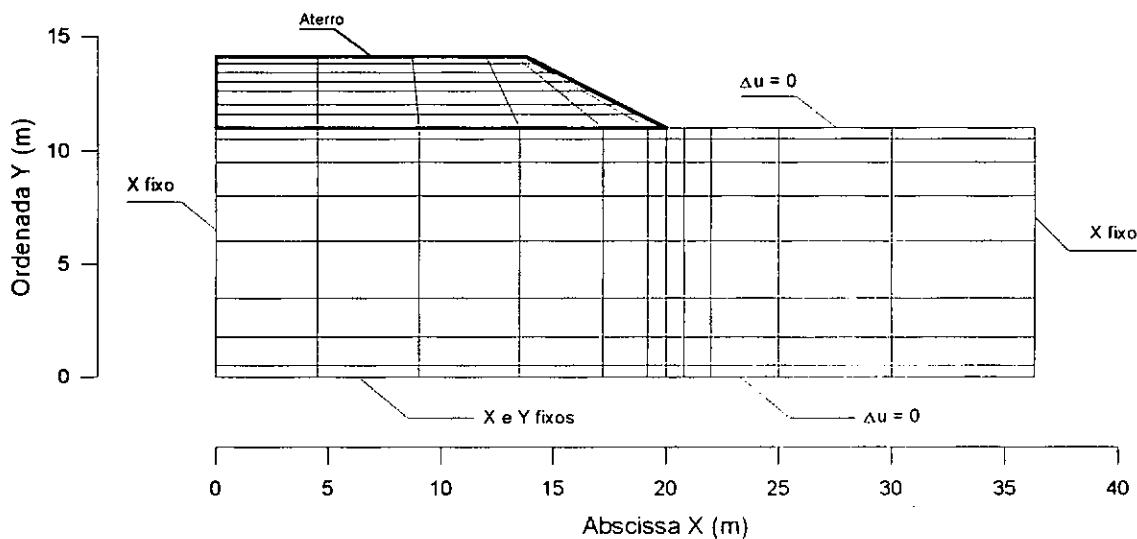


Fig. VI.19 - Malha de elementos finitos do aterro de Sarapuí

Na discretização, mostrada na fig. VI.19, levou-se em consideração a localização da instrumentação, as duas fronteiras horizontais permeantes do solo de fundação, a não compactação dos primeiros 0,60 m do aterro e o interesse em se modelar o alteamento de mais 0,30 m de aterro efetuado após se ter atingido 2,80 m de altura.

As condicionantes e hipóteses complementares, tais como a resistência à tração e comportamento após ruptura do aterro, foram consideradas da mesma forma como apresentado no capítulo IV do presente trabalho.

- Parâmetros de resistência, deformação e histeréticos

O comportamento tensão deformação do solo de fundação foi modelado utilizando-se o Cam-Clay Modificado levando-se em consideração o adensamento (acoplado de Biot) devido à construção do aterro. Foram utilizados os parâmetros apresentados na tab. VI.2 extraída de FONTENELLE (1987).

Tab. VI.2 - Parâmetros do modelo Cam-Clay Modificado com adensamento acoplado (apud FONTENELLE, 1987).

| Profundidade (m) | λ | κ | e_{cs} | M | G (kPa) | $k_v \times 10^{-9}$ (m/s) | $k_h \times 10^{-9}$ (m/s) |
|------------------|-----------|----------|----------|-----|---------|----------------------------|----------------------------|
| 0 - 3 | 0,90 | 0,13 | 5,8 | 1,2 | 350 | 10,6 | 21,2 |
| 3 - 5 | 0,83 | 0,13 | 5,8 | 1,0 | 350 | 0,8 | 1,6 |
| 5 - 7,5 | 0,83 | 0,11 | 5,3 | 1,0 | 700 | 0,8 | 1,6 |
| 7,5 - 11 | 0,70 | 0,10 | 4,6 | 1,0 | 900 | 0,6 | 1,2 |

A história de tensões in situ para o solo de fundação, apresentada na tab. VI.3, foi extraída de ALMEIDA (1981).

Tab. VI.3 - História de tensões in situ (apud ALMEIDA, 1981)

| Profundidade (m) | σ'_{vo} (kPa) | σ'_{ho} (kPa) | p'_o (kPa) | p'_c (kPa) | u_o (kPa) |
|------------------|----------------------|----------------------|--------------|--------------|-------------|
| 0,00 | 10,00 | 6,60 | 7,73 | 18,00 | -10,00 |
| 3,00 | 10,00 | 6,60 | 7,73 | 18,00 | 30,00 |
| 11,00 | 35,20 | 20,80 | 25,60 | 47,00 | 110,00 |

O solo do aterro foi considerado com comportamento drenado e tensão-deformação hiperbólico. Foram utilizados os parâmetros hiperbólicos e de resistência, mostrados na tab. VI.4, extraídos de ALMEIDA (1981) e de FONTENELLE (1987): Os parâmetros histeréticos, utilizados na modelagem da compactação, foram calculados com base nos parâmetros de resistência.

Tab. VI.4 - Parâmetros do aterro (ALMEIDA, 1981; FONTENELLE, 1987)

| Parâmetros | | |
|--------------------|--------------------|-------------------------|
| Hiperbólicos | Resistência | Histeréticos |
| $E'_0 = 40000$ kPa | $\phi' = 35$ graus | $K_{1,\phi',B} = 2,460$ |
| $\nu = 0,33$ | $c' = 20$ kPa | $c'_B = 16$ kPa |
| $K = 400$ | | $\alpha = 0,635$ |
| $n = 0,50$ | | $F = 0,445$ (OCR = 5) |
| $R_f = 0,90$ | | $K_2 = K_3 = 0,274$ |
| | | $K_0 = 0,493$ |

Os valores dos pesos específicos utilizados foram de 13 kN/m 3 e $16,3$ kN/m 3 para o solo de fundação e aterro, respectivamente. Segundo cita FONTENELLE (1987), o material utilizado para o aterro foi uma areia siltosa de origem residual, cujo

peso específico correspondeu a um grau de compactação de 90%. Já os parâmetros de resistência do aterro, ainda segundo Fontenelle, foram obtidos através de ensaios de cisalhamento direto realizados em amostras retiradas do aterro.

Na fig. VI.20, apresenta-se a curva $\Delta\sigma'_{x,vc,p}$ versus profundidade utilizada na modelagem da compactação. Esta curva foi obtida considerando-se os parâmetros de resistência do solo e um rolo típico (carga estática equivalente igual a 120 kN e comprimento igual a 2,1 m), o mesmo adotado no estudo envolvendo o aterro experimental de Empingham.

Efetuou-se, também, um segundo grupo de análises no qual se considerou somente a "compactação" induzida pelas rodas do caminhão que transportou o solo do aterro.

Para o cálculo da tensão de pico induzida, foi utilizado um caminhão basculante de eixo traseiro simples, de rodas duplas, equipado com pneus calibrados com 565 kPa (80 psi) cada um e carregado no eixo traseiro com 82 kN (8,2 tf), carga padronizada pelo DNER (CALDAS e OLIVEIRA, 1996). O carregamento de cada roda (20,5 kN) foi considerado como de uma placa circular num meio semi-infinito. Por questões de simplificação, o carregamento foi admitido somente no eixo traseiro, e foram consideradas passadas uniformes ao longo de toda a superfície do terreno.

A tensão induzida de pico, $\sigma'_{x,vc,p}$, a uma profundidade z foi calculada utilizando a eq. (VI.13) (POULOS e DAVIES, 1974).

$$\sigma'_{x,vc,p} = \frac{p}{2} \left[(1 + 2 \cdot \nu') - \frac{2 \cdot (1 + \nu') \cdot z}{(r^2 + z^2)^{1/2}} + \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{3/2}} \right] \quad (\text{VI.13})$$

onde: p = pressão,

r = raio da placa circular,

ν' = coeficiente de Poisson,

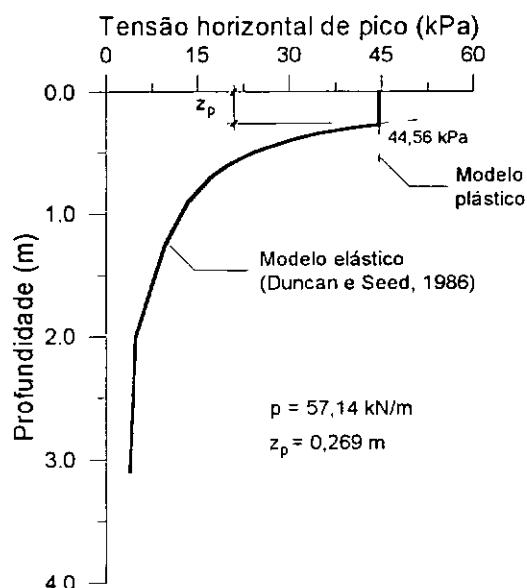


Fig. VI.20 - Tensão horizontal de pico, $\Delta\sigma'_{x,vc,p}$, vs. profundidade

Próximo à superfície, considerou-se $\sigma'_{x,vc,p}$ igual a (EHRLICH, 1996):

$$\sigma'_{x,vc,p} = K_0 \cdot p \quad (\text{VI.14})$$

Na fig. VI.21, apresenta-se a curva $\Delta\sigma'_{x,vc,p}$ versus profundidade utilizada neste estudo.

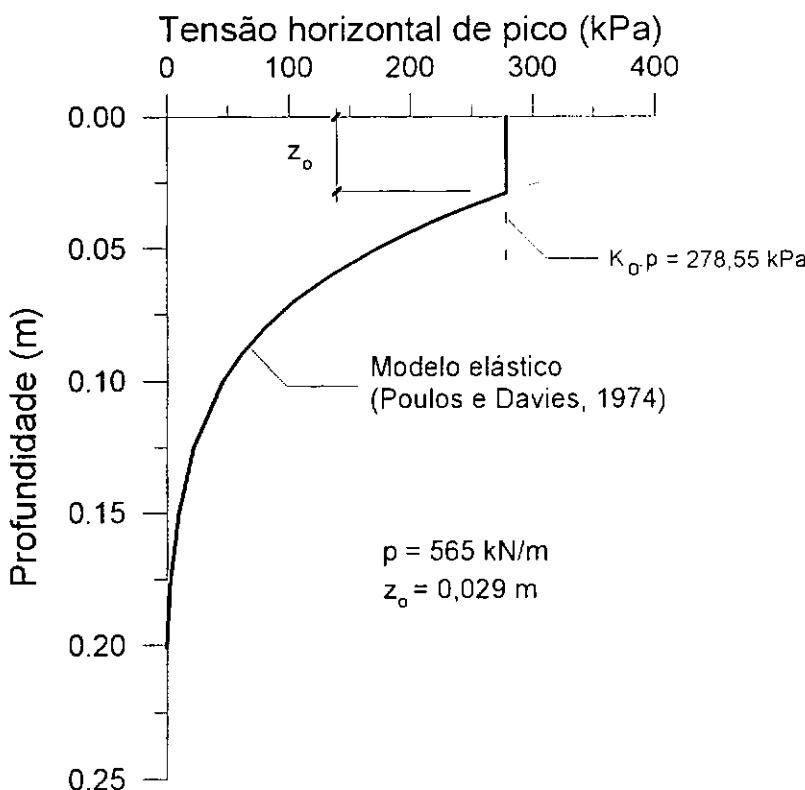


Fig. VI.21 - Tensão horizontal de pico, $\Delta\sigma'_{x,vc,p}$, vs. profundidade para uma placa circular num meio semi-infinito.

VI.3.2 - Análises paramétricas

Nas figuras VI.22 a VI.25, apresentam-se deslocamentos verticais e horizontais medidos e previstos para o caso em questão. Como se verifica, a consideração da compactação leva a menores movimentações no aterro e melhora a correspondência entre os valores medidos e calculados na condição final de construção.

No pé do talude, os resultados calculados apresentaram-se superiores aos medidos. Esta discrepância pode ser atribuída à utilização dos mesmos parâmetros para representar a extensão e compressão, como também à teoria dos estados críticos, que considera a condição de fluxo associado na modelagem da plastificação.

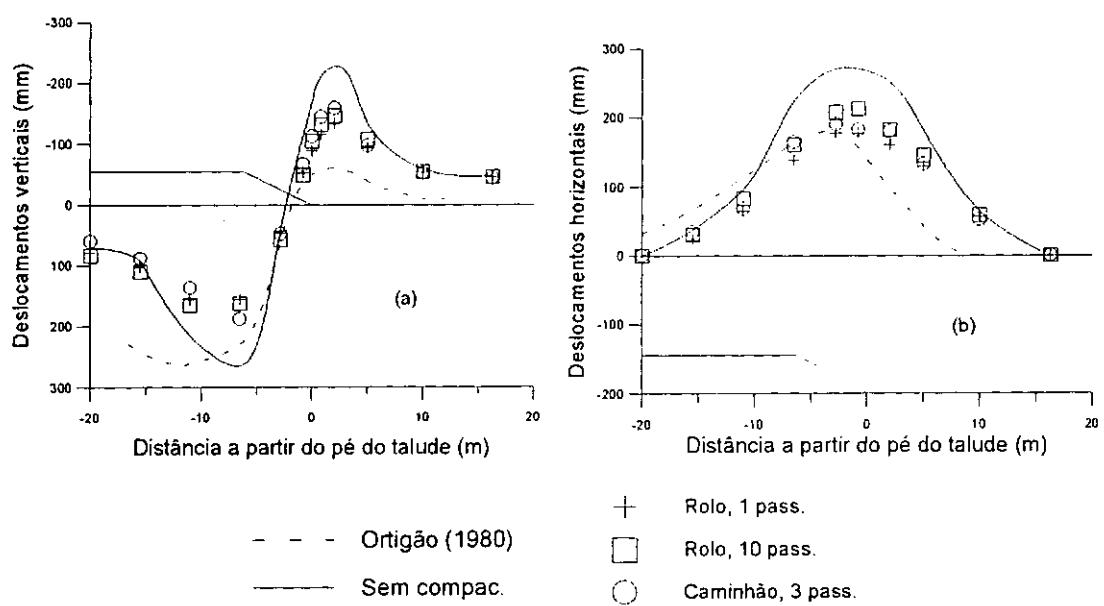
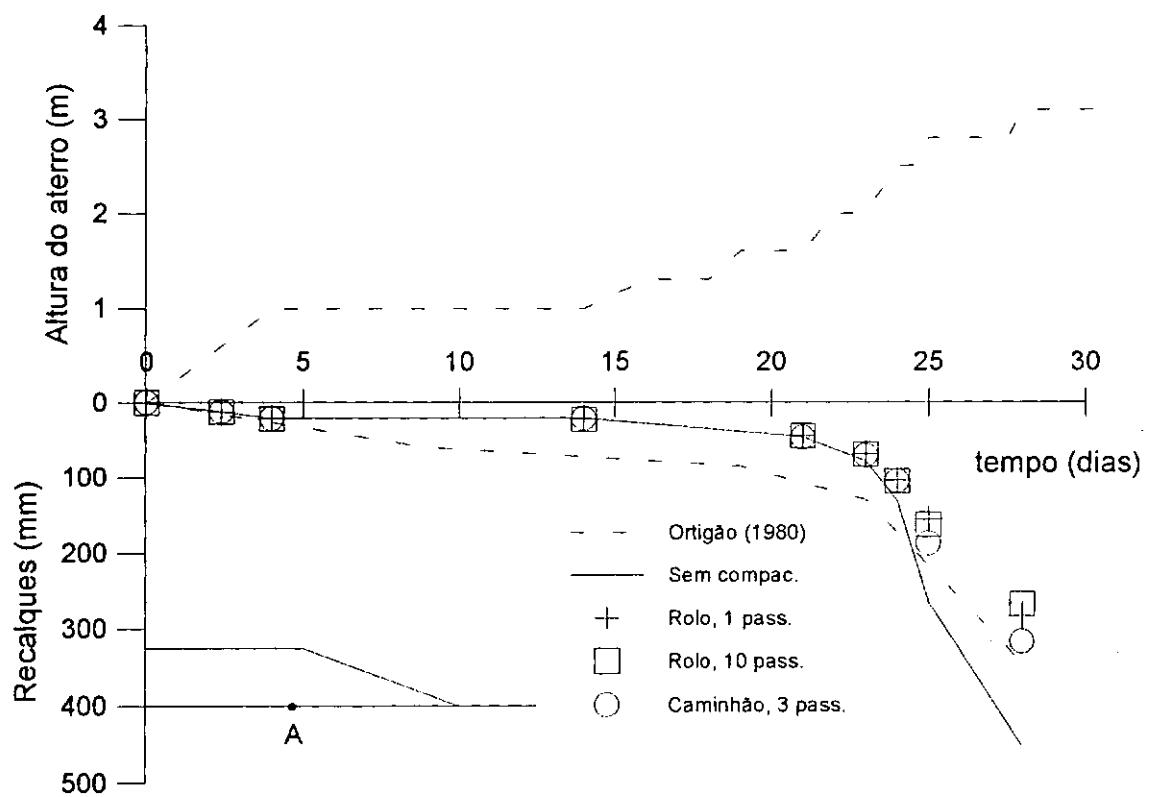


Fig. VI.23 - Deslocamentos na base do aterro. Altura do aterro 2,80 m. (a) verticais; (b) horizontais.

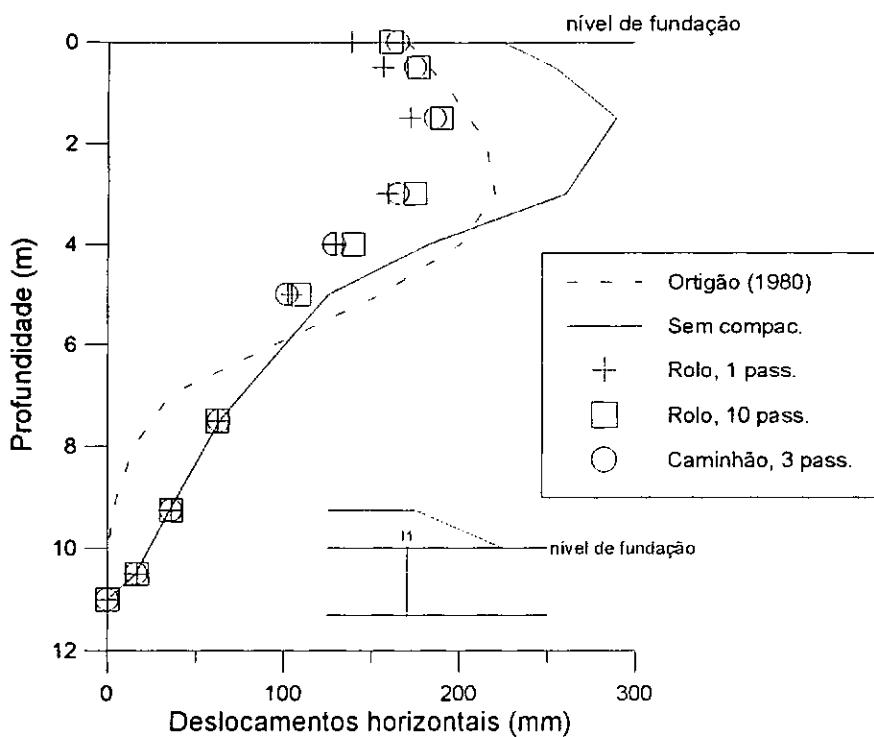


Fig. VI.24 - Deslocamentos horizontais no inclinômetro I1. Altura do aterro 2,80.

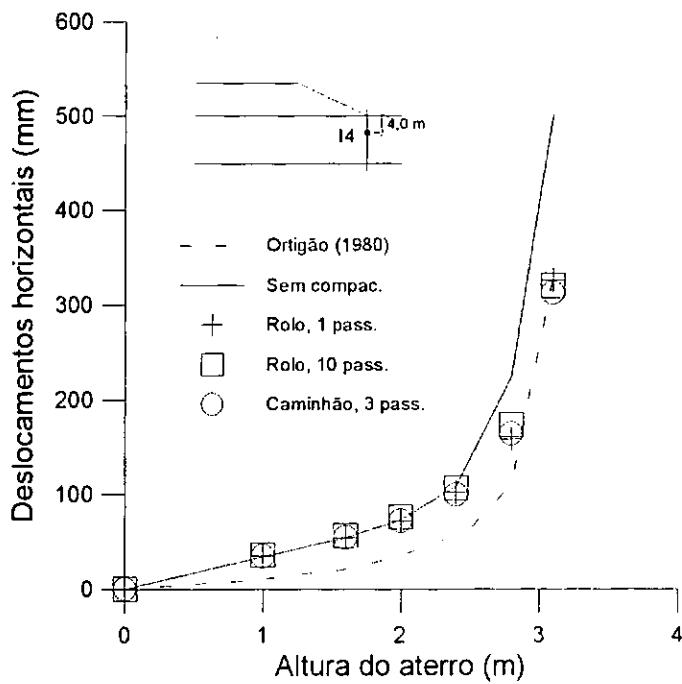
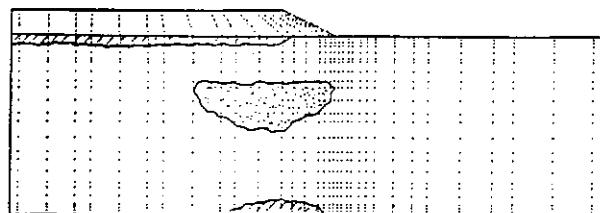


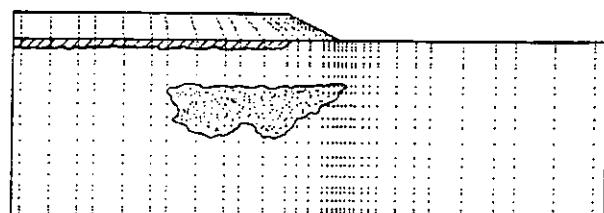
Fig. VI.25 - Deslocamentos horizontais no ponto I4.

Na fig. VI.26, apresenta-se a evolução das zonas de plastificação, obtidas sem e com compactação, para alturas do aterro de 1,0; 1,60; 2,0 e 2,80 m. Como se verifica, considerando-se a compactação, foram obtidas zonas relativamente menores.

Sem compactação



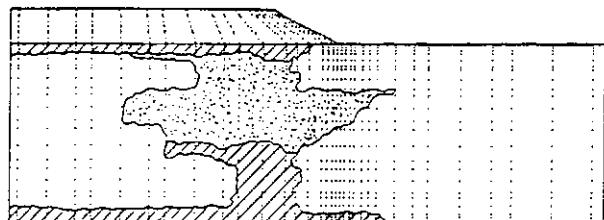
Compactado



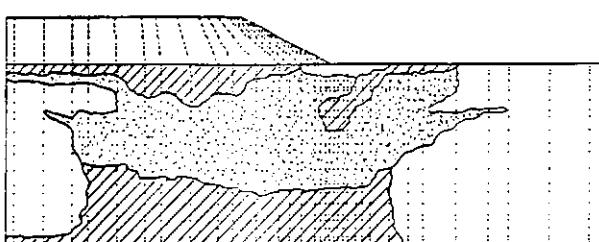
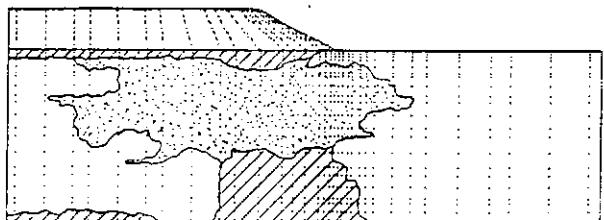
(a)



(b)



(c)



(d)

endurecimento

amolecimento

Fig. VI.26 - Evolução das zonas de plastificação para alturas do aterro de:
(a) 1,60 m; (b) 2,00 m; (c) 2,40 m e (d) 2,80 m.

Na fig. VI.27, comparam-se as distorções na base do aterro, a uma profundidade de 0,056 m, para análises considerando e desconsiderando a compactação. Verifica-se uma variação nos resultados conforme as análises. Em geral, a compactação aumenta as distorções próximo do pé do talude e reduz seus valores abaixo do aterro.

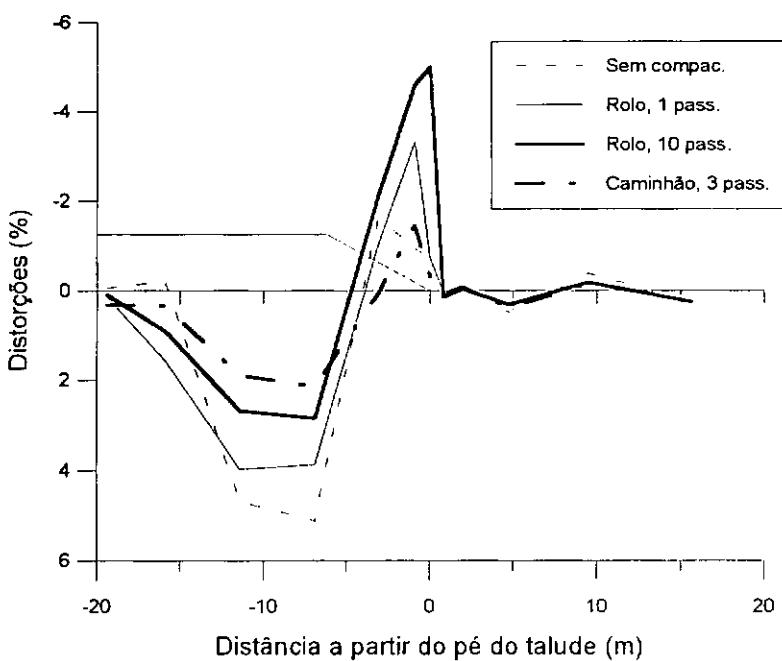


Fig. VI.27 - Distorções na base do aterro (profundidade 0,056 m).
Altura do aterro 2,80 m.

Na fig. VI.28, apresentam-se os valores medidos e calculados para o excesso de poro-pressão na fundação do aterro (ponto I4). Independente da compactação, os resultados apresentam-se praticamente os mesmos. A discrepância máxima entre os valores medidos e calculados é de 23%.

O ponto P4 não é significativamente influenciado pela compactação. Como se verifica na fig. VI.29, os caminhos de tensão total e efetiva são praticamente os mesmos considerando-se ou não a compactação.

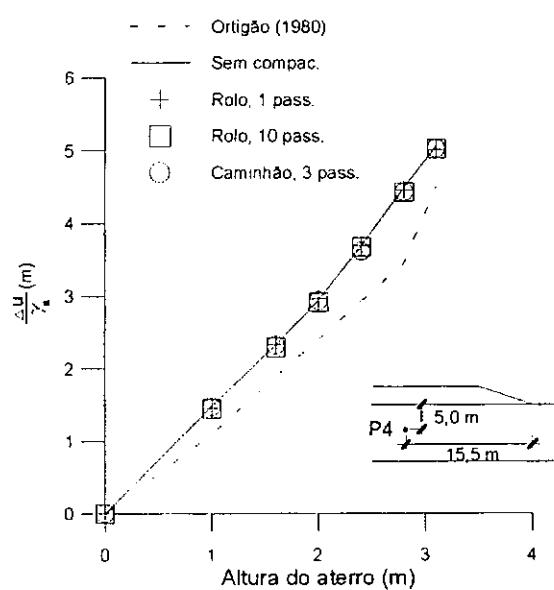


Fig. VI.28 - Excesso de poro-pressão no centro do aterro (ponto P4).

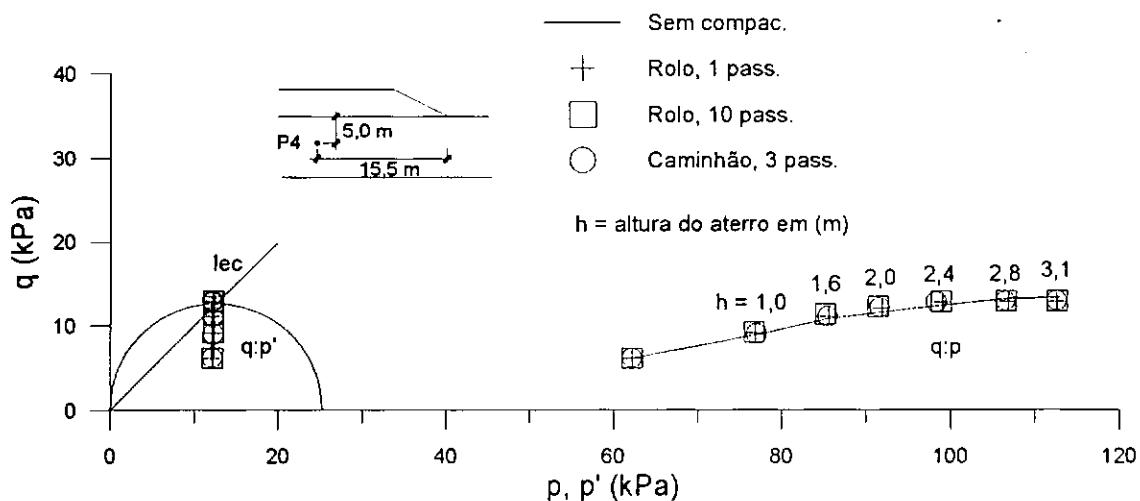


Fig. VI.29 - Caminho de tensões efetivas e totais no ponto P4.

O mesmo ocorre com relação às deformações específicas verticais e horizontais (vide fig. VI.30). No entanto, como se pode constatar na fig. VI.31, as tensões cisalhantes e distorções no ponto sofrem uma pequena variação ao se incluir a compactação.

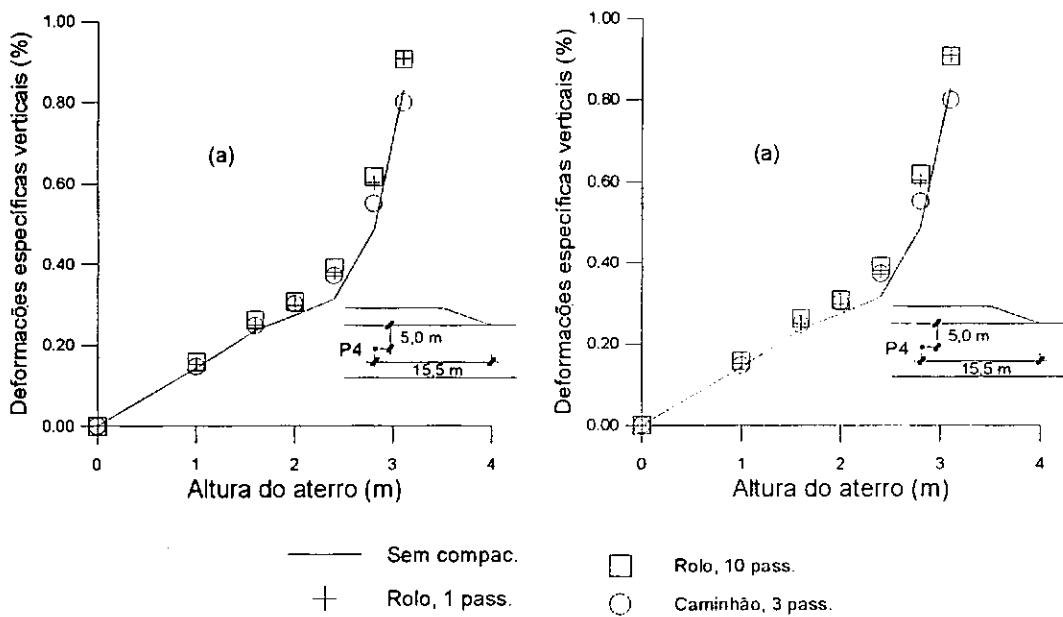
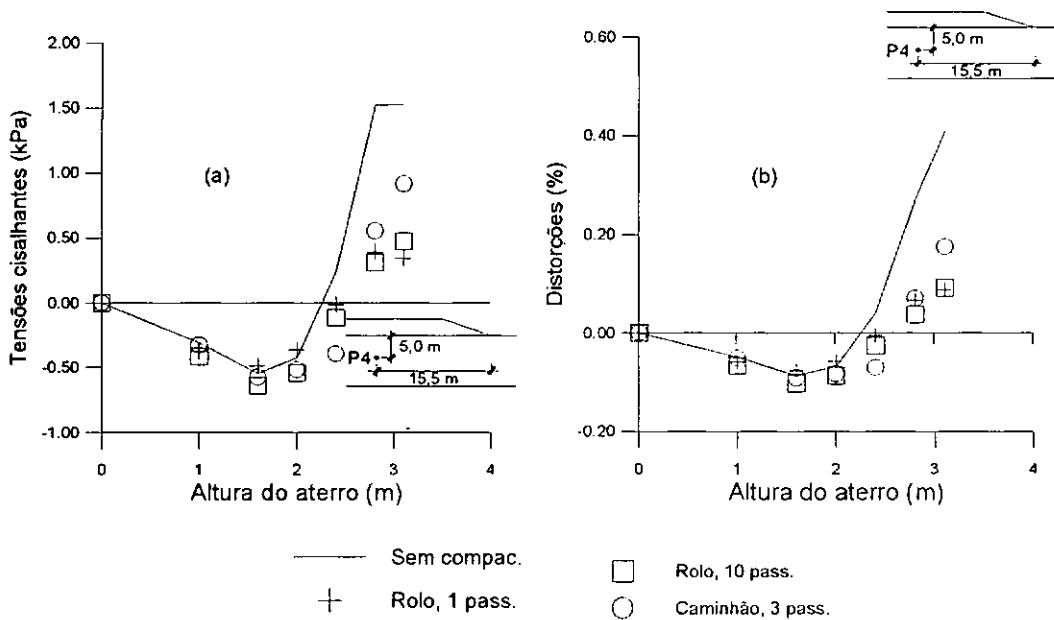


Fig. VI.30 - Deformações específicas no ponto P4: (a) verticais; (b) horizontais.



De forma a se verificar a influência na modelagem das solicitações de extensão/compressão nos resultados, efetuaram-se análises variando a relação entre os parâmetros de descarregamento/recarregamento, K_{ur} / K .

Os resultados são apresentados nas figuras VI.32 e VI.33. Como se verifica, incluindo-se a compactação e tomando-se para K_{ur} / K valores diferentes da unidade (1,2; 1,4 e 1,6), tem-se uma melhoria significativa na correspondência entre os resultados medidos e calculados.

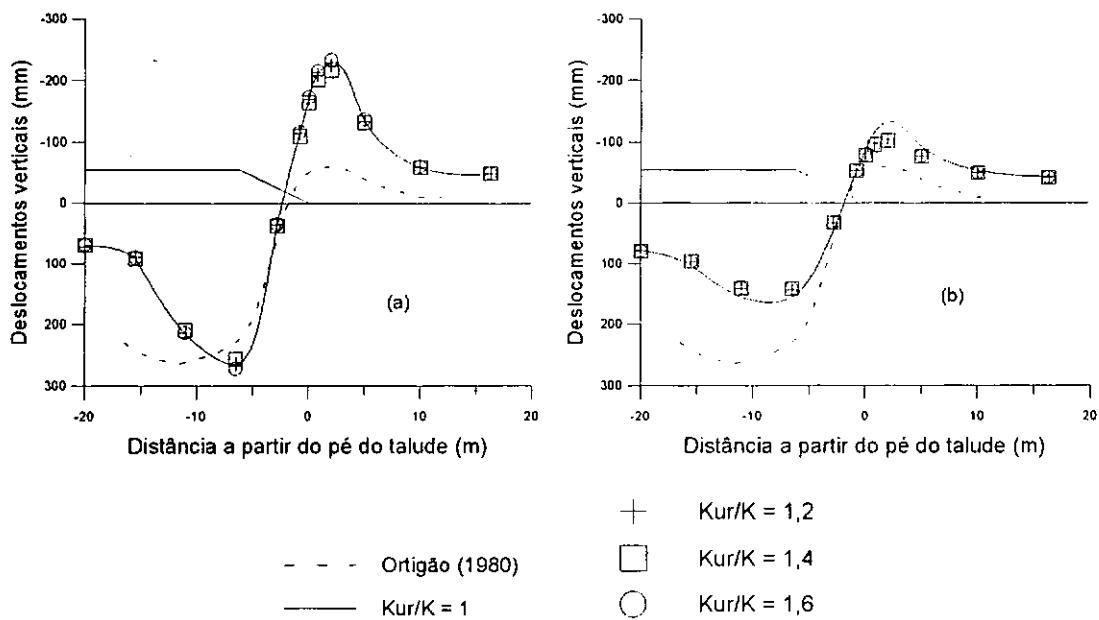


Fig. VI.32 - Deslocamentos verticais na base do aterro. Altura do aterro 2,80 m. (a) Sem compactação; (b) Inclui compactação (1 passada do rolo, $p = 57,14$ kN/m).

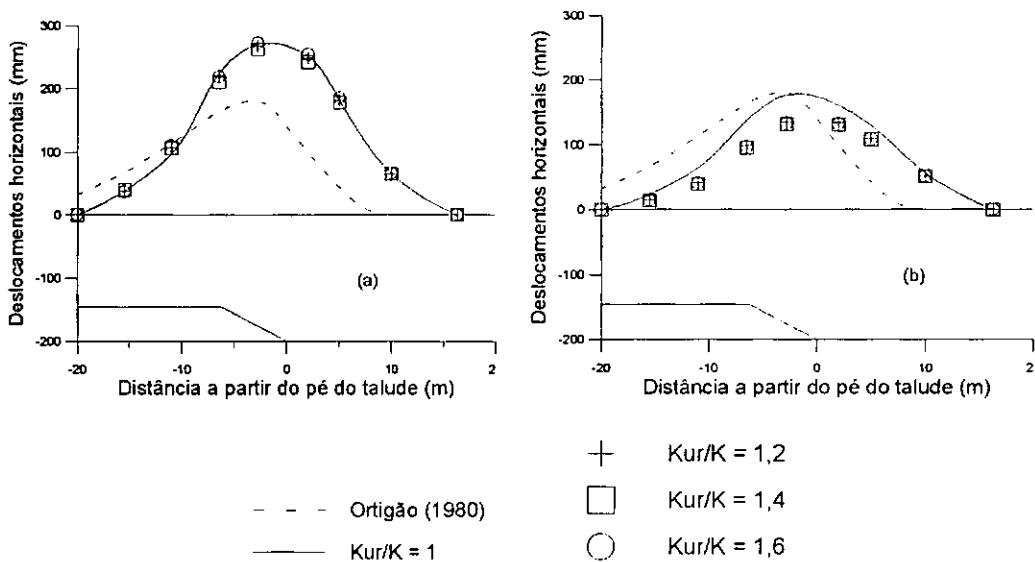


Fig. VI.33 - Deslocamentos horizontais na base do aterro. Altura do aterro 2,80 m. (a) Sem compactação; (b) Inclui compac. (1 pass. do rolo, $p = 57,14 \text{ kN/m}$).

Avaliou-se, também, a importância da força de operação do rolo, Q , nas movimentações do aterro. Na fig. VI.34, apresentam-se resultados de análises nas quais se variou p (sendo $p = Q/L$ e L o comprimento do rolo), da condição sem compactação ($p = 0$) até o valor de 135,34 kN/m.

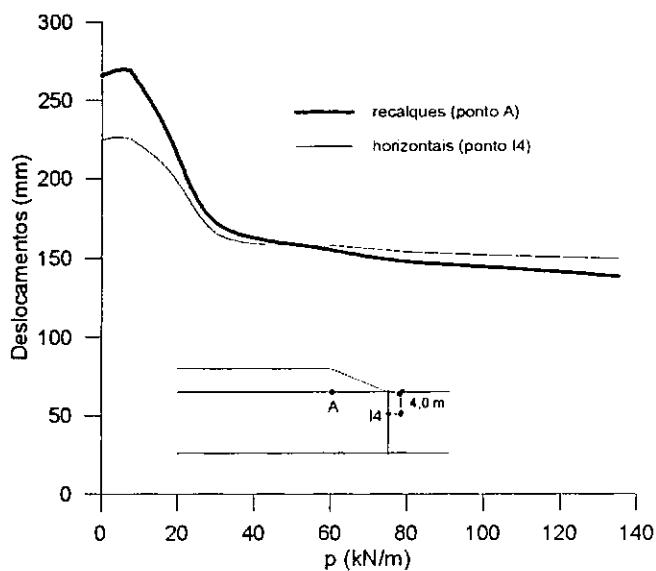


Fig. VI.34 - Deslocamentos vs. força de operação do rolo compactador. Altura do aterro 2,80 m.

Como se verifica, a compactação no caso em questão diminui significativamente tanto as movimentações verticais como as horizontais. No entanto, os resultados não sofrem grande variação a partir de $p = 30 \text{ kN/m}$.

- Inclusão de reforço na base do aterro

Da fig. VI.35 à fig. VI.42, apresentam-se resultados de análises paramétricas nas quais se avaliou a importância das tensões induzidas pela compactação e da inclusão de reforços de diferentes rigidezes na base do aterro. Variaram-se a força estática equivalente do rolo Q (variou-se $p = Q/L$) e as rigidezes dos reforços desde a correspondente a uma manta de geotêxtil (Bidim OP-30, E.A = 63 kN) até um reforço metálico ($E.A = 360000$ kN).

Nas figuras VI.35 e VI.36, verifica-se que os reforços passam a influenciar o comportamento do conjunto somente quando se aproxima da altura final de construção do aterro.

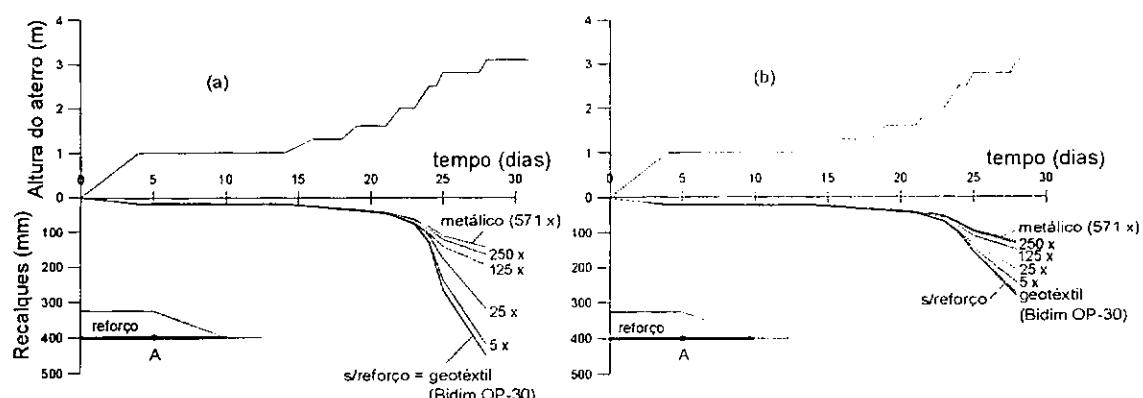


Fig. VI.35 - Recalques considerando a inclusão de reforços (ponto A). (a) Reforço sem compactação; (b) reforço com compactação ($p = 57,14$ kN/m).

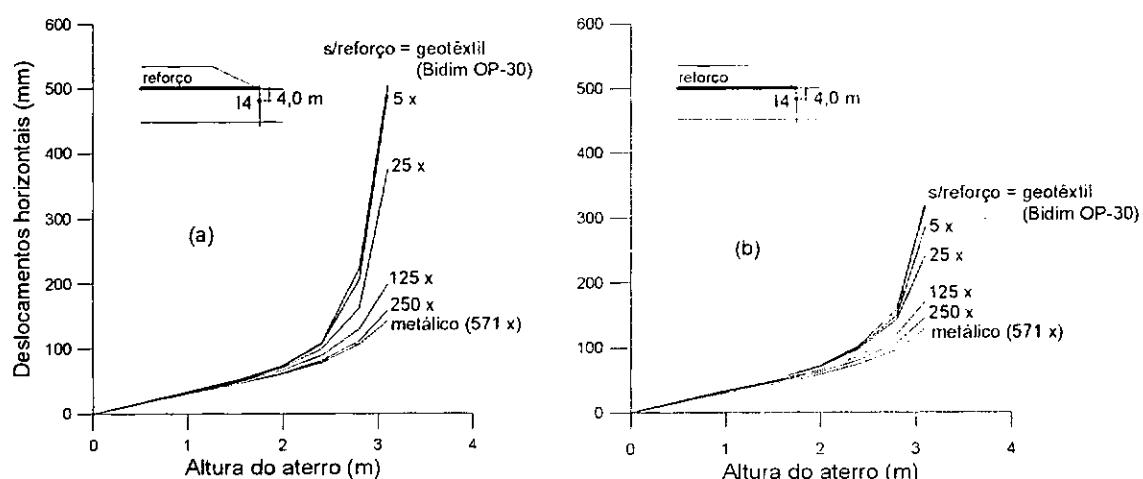


Fig. VI.36 - Deslocamentos horizontais considerando a inclusão de reforços (ponto I4). (a) Reforço sem compactação; (b) reforço com compactação ($p = 57,14$ kN/m).

Nas figuras VI.37 e VI.38, verifica-se:

- a contribuição dos reforços cresce com o aumento do valor da rigidez;
- os resultados com geotêxteis equivalem às análises sem reforço;
- o reforço metálico diminuiu as movimentações máximas da base do aterro aproximadamente, em média, à metade.

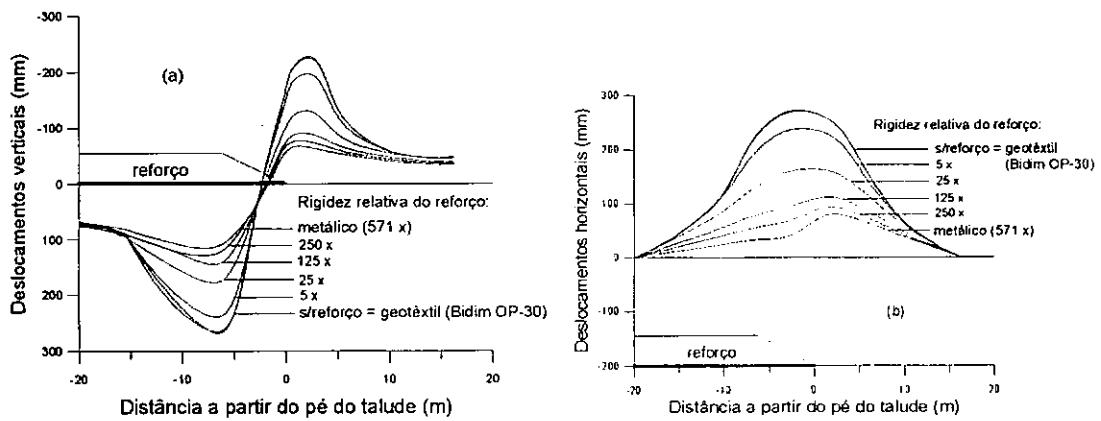


Fig. VI.37 - Deslocamentos na base do aterro. Altura do aterro 2,80 m. Sem compactação e inclui reforço. (a) Verticais; (b) horizontais.

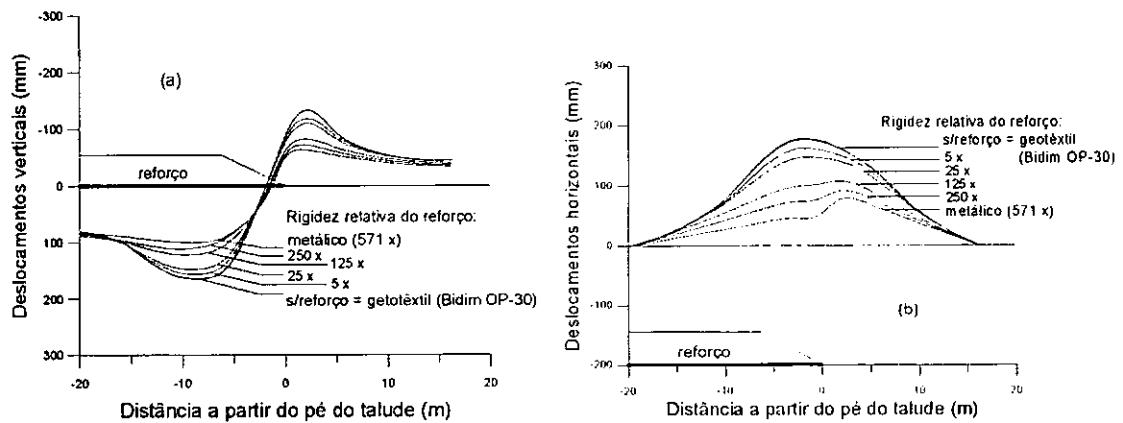


Fig. VI.38 - Deslocamentos na base do aterro. Altura do aterro 2,80 m. Inclui reforço e compactação (1 pass. do rolo, $p = 57,14 \text{ kN/m}$): (a) verticais; (b) horizontais.

Na fig. VI.39, verifica-se um efeito acoplado entre a compactação e a rigidez do reforço. Para baixos valores da rigidez do reforço, a influência da compactação nas movimentações é significativa, sendo que sua importância sofre forte diminuição com o aumento da rigidez. No entanto, verifica-se que o aumento da força estática equivalente do rolo, Q (acréscimo de $p = Q/L$), não altera significativamente os resultados.

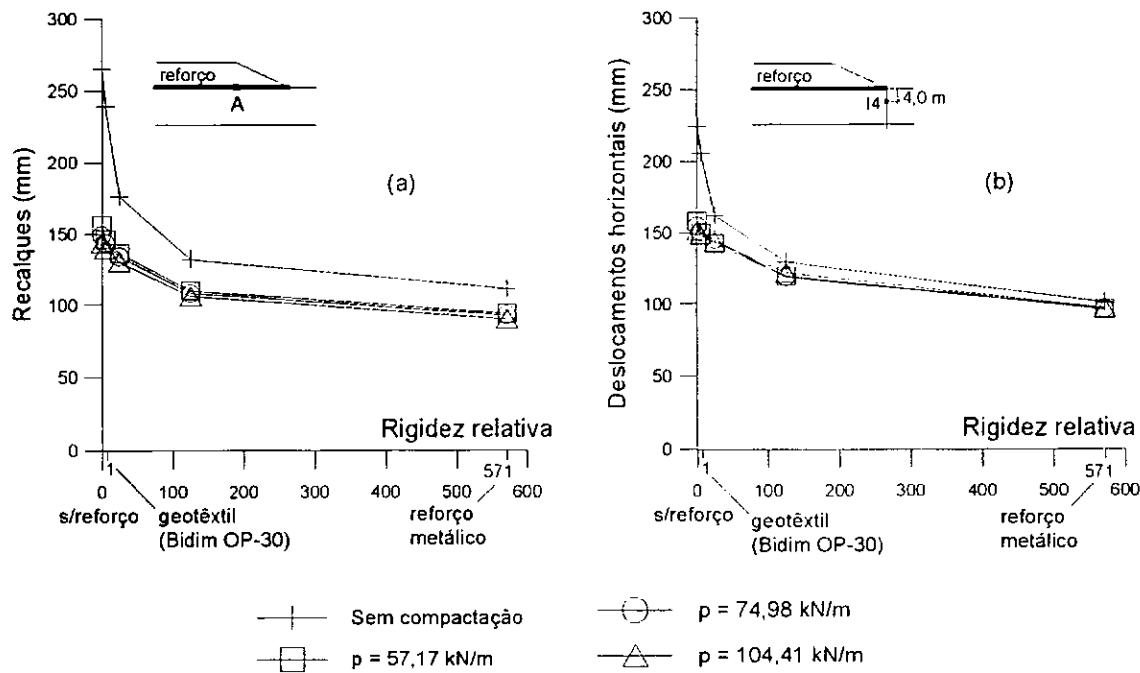


Fig. VI.39 - Rigidez relativa dos reforços vs. deslocamentos (altura do aterro 2,80 m e 1 passada do rolo). (a) recalques no ponto A; (b) deslocamentos horizontais no ponto I4.

Quanto à rigidez dos reforços, verifica-se que a contribuição de reforços pouco rígidos na minização das movimentações não é importante. Entretanto, reforços mais rígidos levam a menores movimentações.

Deve-se destacar que a importância relativa da compactação é superior a da rigidez do reforço. No entanto, no caso do colapso, o reforço crescerá de importância por limitar grandes movimentações, condição esta que não foi objeto do presente estudo.

Na fig. VI.40, apresentam-se as forças de tração máximas atuantes nos reforços versus a força de operação do rolo, Q (variou-se $p = Q/L$). Como seria de se esperar, no caso de reforços metálicos, as cargas aumentam com o aumento do valor de Q . No entanto, tal não se verifica para reforços menos rígidos (vide curvas correspondentes à rigidez igual 5 vezes a rigidez do geotêxtil Bidim OP-30). Tal ocorre em vista das menores movimentações do aterro resultantes do aumento, promovido pela compactação, da rigidez do mesmo.

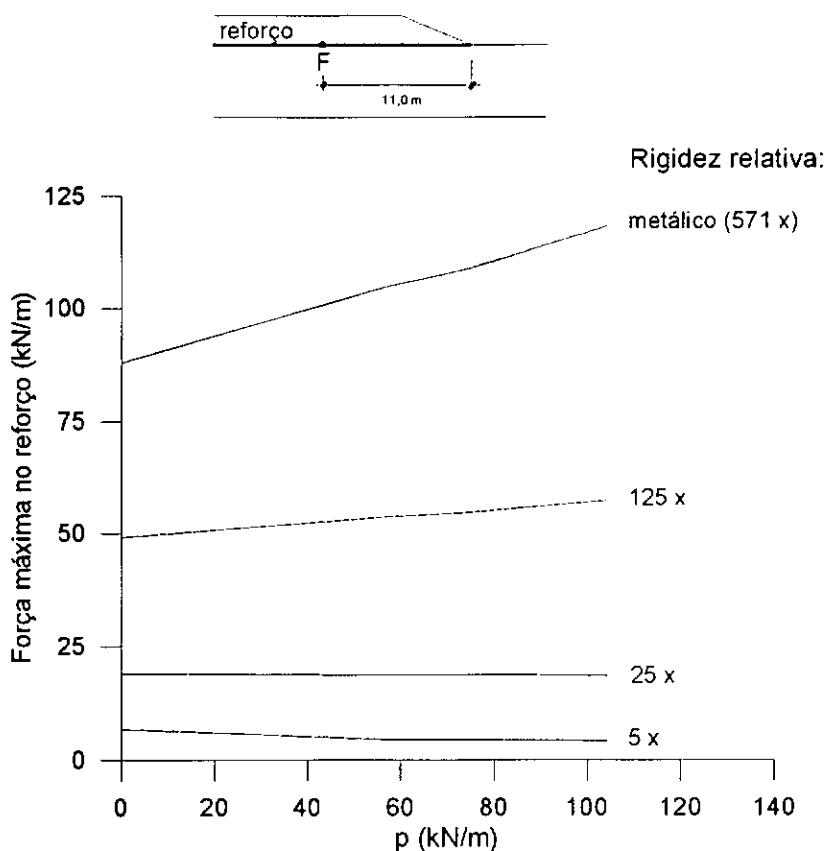
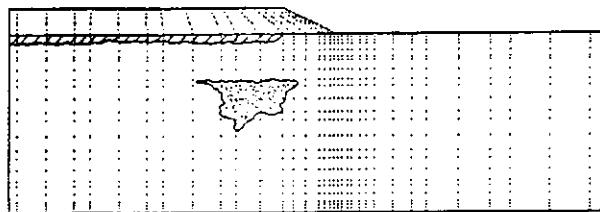


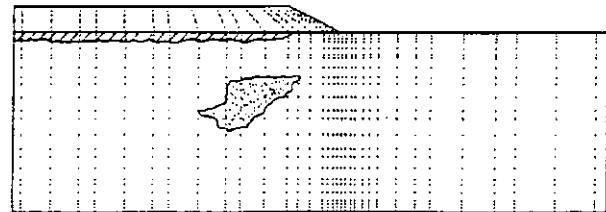
Fig. VI.40 - Força máxima no reforço (ponto F) vs. força de operação do rolo compactador. Altura do aterro 2,80 m.

Na fig. VI.41, apresenta-se a evolução das zonas de plastificação, obtidas sem e com compactação, para alturas do aterro de 1,0; 1,60; 2,0 e 2,80 m incluindo reforço metálico ($E.A = 36000$ kN) na base do aterro. Como se verifica, considerando-se a compactação, diminuíram as zonas de plastificação na fundação, sendo as diferenças maiores ao final de construção.

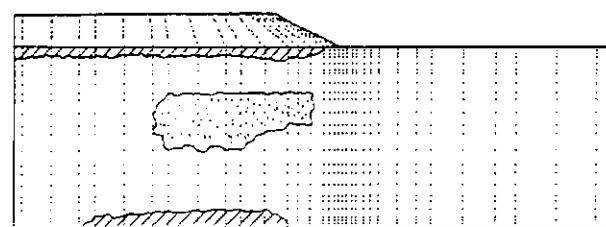
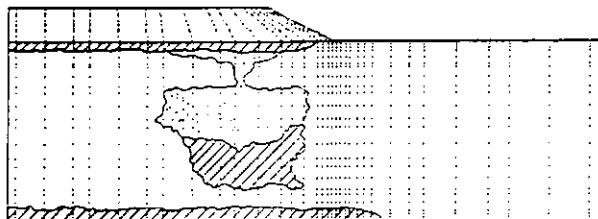
Sem compactação



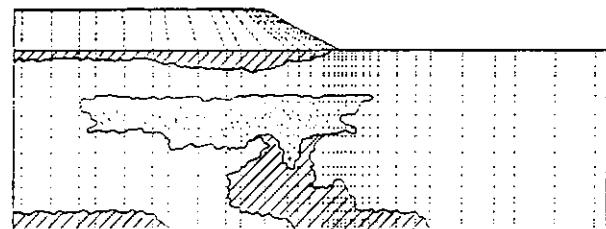
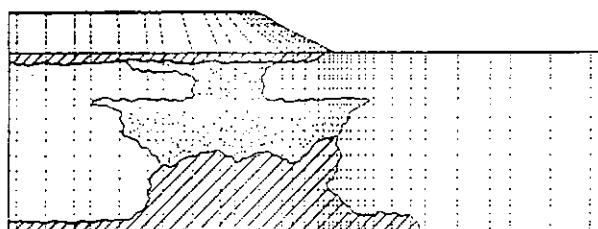
Compactado



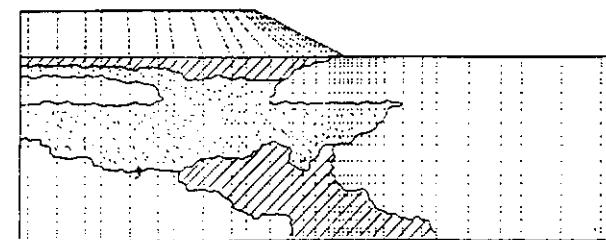
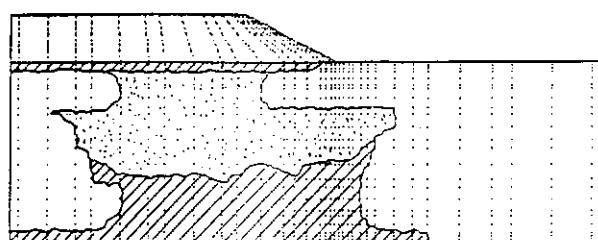
(a)



(b)



(c)



(d)

endurecimento

amolecimento

Fig. VI.41 - Evolução das zonas de plastificação para alturas do aterro de:
(a) 1,60 m; (b) 2,00 m; (c) 2,40 m e (d) 2,80 m. Inclui reforço metálico na base do aterro.

VI.4 - COMENTÁRIOS E CONCLUSÕES

- O estudo paramétrico salientou um efeito acoplado entre a compactação e a rigidez do solo de fundação. Verificou-se que a compactação leva a uma diminuição das movimentações horizontais em fundações mais deformáveis; o oposto ocorre em fundações com maior rigidez.
- No aterro de Sarapuí, a consideração da compactação levou a menores movimentações no aterro. Em Empingham, o efeito foi oposto. No entanto, em ambos os casos, melhorou-se a correspondência entre os valores medidos e calculados, principalmente para as alturas finais de construção.
- Em Sarapuí, no pé do talude, os resultados calculados apresentaram-se superiores aos medidos. Atribuiu-se esta discrepância à utilização dos mesmos parâmetros para se representar a extensão e compressão, como também ao uso da condição de fluxo associada por parte da teoria dos estados críticos.
- A consideração no caso do aterro de Empingham da anisotropia dos parâmetros de deformação, conforme sugestão apresentada na literatura ($RP = 1,45$), proporcionou uma melhor correspondência entre as movimentações medidas e calculadas. O mesmo também aconteceu em relação aos módulos de carregamento/descarregamento.
- No caso de Empingham, verificou-se que o limite superior dos resultados de ensaios de laboratório efetuados por MAGUIRE (1975) descreve o comportamento observado no campo.
- A inclusão de reforços, a depender de sua rigidez, pode significativamente minimizar as movimentações em aterros sobre solos de baixa capacidade de suporte. Nos casos analisados, a contribuição de reforços metálicos foi importante, principalmente ao final de construção.
- Para baixos valores da rigidez do reforço, a influência da compactação nas movimentações é significativa, sendo que sua importância diminui com o aumento da rigidez.
- No caso dos reforços metálicos (aterro de Sarapuí), as forças de tração máximas aumentam com o aumento da força de operação do rolo. No entanto, tal não se verifica para reforços menos rígidos. Tal ocorre em vista das menores movimentações do aterro resultante do aumento, promovido pela compactação, da rigidez do aterro.
- Verificou-se uma menor plastificação da fundação ao se incluírem reforços e/ou a compactação no aterro experimental de Sarapuí.

CAPÍTULO VII

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

VII.1 - CONCLUSÕES

- Estabeleceu-se um modelo numérico que permite considerar a influência das tensões induzidas pela compactação no comportamento de aterros. Os procedimentos convencionais de análise relevam estas tensões, considerando-as pouco significativas em relação às geostáticas.
- Adaptou-se a proposta de EHRLICH e MITCHELL (1994) de forma a se permitir a análise, via tensões totais, das tensões máximas induzidas pela compactação em aterros de solos finos. Segundo a modelagem desenvolvida, verifica-se que as tensões máximas induzidas independem do tipo de compactador, sendo função exclusiva da resistência não drenada do solo. Verifica-se, no entanto, que a profundidade de plastificação, abaixo de contato solo-rolo, aumenta com a carga estática equivalente do equipamento de compactação.
- Estabeleceu-se um procedimento que permite modelar-se a compactação de camadas de pequena espessura utilizando-se malhas discretizadas em camadas mais espessas.
- Reanalisaram-se os aterros experimentais da barragem de Empingham e de Sarapuí utilizando-se o modelo numérico estabelecido. Ficou demonstrada a necessidade de se incluir a compactação na modelagem de forma a corretamente se representar o comportamento observado no aterro de Empingham. No aterro de Sarapuí, a consideração da compactação levou a menores movimentações no aterro e a correspondência entre os valores medidos e calculados para as alturas finais de construção foi melhorada.
- O estudo salientou um efeito acoplado entre a compactação e a rigidez do solo de fundação. Verificou-se que a compactação leva a uma diminuição das movimentações horizontais em fundações mais deformáveis; o oposto ocorre em fundações com maior rigidez.
- As maiores influências verificaram-se nas proximidades do talude, no caso da movimentação horizontal e, no centro, no caso da movimentação vertical. As deformações cisalhantes foram também fortemente influenciadas pela compactação.
- A inclusão de reforços, a depender de sua rigidez, pode significativamente minimizar as movimentações em aterros sobre solos de baixa capacidade de suporte. Nos casos analisados, a contribuição de reforços metálicos foi importante, principalmente ao final de construção.

- No caso dos reforços metálicos (aterro de Sarapuí), as forças de tração máximas aumentam com o aumento da força de operação do rolo. No entanto, tal não se verifica para reforços menos rígidos. Tal ocorre em vista das menores movimentações do aterro resultante do aumento, promovido pela compactação, da rigidez do aterro.

VII.2 - SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

- Estudos em laboratório em solos finos a diferentes teores de umidade, utilizando ensaios oedométricos e triaxiais de carga e descarga com medida da poro pressão-sucção, visando-se a melhor se evidenciar a capacidade da modelagem empregada em representar o processo de compactação.
- Aperfeiçoar-se o modelo histerético da compactação de DUNCAN e SEED (1986) e EHRLICH e MITCHELL (1994), incorporando a influência da poro pressão-sucção.
- Destacar-se a influência da poro pressão-sucção e das tensões induzidas pela compactação no comportamento observado de aterros assentes sobre fundação mole e resistente.
- Analisar-se a importância da compactação nas tensões desenvolvidas em aterros zonados, por exemplo em barragens de enrocamento com núcleo em argila, verificando-se as influências das variações dos parâmetros.
- Reanalisarem-se, incluindo-se a influência da compactação, casos de aterros assentes sobre solos colapsíveis.
- Prosseguir-se no estudo da influência de reforços em aterros sobre fundação de baixa capacidade de suporte, incluindo-se, nas análises, grandes deformações.

BIBLIOGRAFIA

- AGGOUR,M.S. e BROWN,C.B., (1974), "The prediction of earth pressure on retaining walls due to compaction", *Géotechnique* 24, N° 4, p. 489-502.
- ALMEIDA,M.S.S., (1977), "Análise elasto-plástica de túneis pelo método dos elementos finitos", Tese de Mestrado, COPPE, UFRJ.
- ALMEIDA,M.S.S., (1981), "Analysis of the behaviour of an embankment on soft clay foundation", Tese de Mestrado, Cambridge University.
- *BENJAMIN,J.R. e CORNELL,C.A., (1970), "Probability, Statistics and Decision for Civil Engineers", McGraw-Hill Book Co.
- BORMA,L.D.S., (1991) , "Análise numérica da distribuição de tensões em aterros sobre argila mole", Tese de Mestrado, COPPE-UFRJ.
- BRITTO,A.M., (1991), "CRISP 90: User's and Programmer's Guide", Engineering Department, Cambridge University.
- BRITTO,A.M. e GUNN,M.J., (1987), "Critical state soil mechanics via finite elements", John Wiley & Sons Limited, England.
- BRITTO,A.M. e GUNN,M.J., (1990), "CRISP 90: User's and Programmer's Guide", Engineering Department, Cambridge University.
- *BROMS,B., (1971), "Lateral earth pressures due to compaction of cohesionless soils", Proceedings, 4th Budapest Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, p. 373-384.
- CALDAS,J.E.F. e OLIVEIRA, S.E., (1996), "Avaliação estrutural simplificada de pavimentos através de retroanálise", III Curso de Especialização em Engenharia Rodoviária, DER/MG - PUC/MG.
- CARDER,D.R., POCOCK,R.G. e MURRAY,R.T., (1977), "Experimental retaining wall facility-lateral stress measurements with sand backfill", Transport and Road Research Laboratory Report N° 766.
- CHANDLER,R.J., (1970), "A shallow slab slide in the Lias clay near Uppingham, Rutland", *Géotechnique* 20, N° 3, p. 253-260.
- CHANDLER,R.J., (1972), "Lias clay: weathering processes and their effect on shear strength", *Géotechnique* 22, N° 3, p. 403-431.
- CHANDLER,R.J., (1974), "Lias clay: the long-term stability of cutting slopes", *Géotechnique* 24, N° 1, p 21-38.
- *CHANDLER,R.J., (1973), "A study of structural discontinuities in stiff-clays using polarising microscope", Int. Symp. on Soil Structure, Gotenburgo, Suécia, p. 78.
- CHANDLER,R.J. e SKEMPTON,A.W., (1974), "The design of permanent cutting slopes in stiff fissured clay", *Géotechnique* 24, N° 4, p. 457-466.

* Trabalhos citados por outros autores, isto é, não consultados.

- CLOUGH,R.W. e WOODWARD,R.J., (1967), "Analysis of embankment stresses and deformations", Proc. ASCE, vol. 93, SM4.
- D'APPOLONIA,D.J., WHITMAN,R.V. e D'APPOLONIA,E., (1969), "Sand compaction with vibratory rollers", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, vol. 95, N° SM1, p. 263-284.
- *DARWIN,G.H., (1883), "On the horizontal thrust of a mass of sand", Proc. Instn Civ. Engrs 71.
- *DRUCKER,D.C., (1953), "Limit analysis of two and three dimensional soil mechanics problems", Journal of Mech. and Phys. of Soils, 1, p. 217-226.
- *DRUCKER,D.C. e PRAGER,W., (1952), "Soil mechanics and plasticity analysis or limit design", Q. Appl. Math. 10 (2), p. 157-165.
- DUNCAN,J.M. e CHANG,C.Y., (1970), "Non linear analysis of stresses and strain in soils", ASCE, JSMFD, vol.96, SM5, p. 1629-1653.
- DUNCAN,J.M., BRYNE,P., WONG,K.S. e MABRY,P., (1980), "Strength, stress-strain and bulk modulus parameter for finite element analyses of stresses and movements in soil masses", Geotechnical Engineering Research Report N° UCB/GT/80-01, University of California, Berkeley.
- DUNCAN,J.M.F. e SEED,R.B., (1986), "Compaction-induced earth pressures under K_o -conditions", Journal of Geotechnical Engineering, vol. 112, N° 1, p. 1-22.
- DUNCAN,J.M., WILLIAMS,G.W., SEHN,A.L. e SEED,R.B., (1991), "Estimation earth pressures due to compaction", Journal of Geotechnical Engineering, vol. 117, N° 12, p. 1833-1847.
- DUNCAN,J.M., WILLIAMS,G.W., SEHN,A.L. e SEED,R.B., (1993), "Closure of 'Estimation earth pressures due to compaction'", J. Geoth. Engrg., ASCE, vol. 119, N° 7, p. 1172-1177.
- EHRLICH,M., (1994), Comunicação pessoal.
- EHRLICH,M., (1996), Comunicação pessoal.
- EHRLICH,M. e MITCHELL,J.K., (1994), "Working stress design method for reinforced soil walls", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 120, N° 4, p. 625-645.
- *FILZ,G.M. e DUNCAN,J.M., (1992), "An experimental and analytical study of earth loads on rigid retaining walls", Geoth. Engrg. Rep., Virginia Tech, Blacksburg, VA.
- FONTENELLE, A.S., (1987), "Análise numérica de aterro sobre solo compressível utilizando a teoria de Estados Críticos e de adensamento de Biot", Tese de Mestrado, COPPE, UFRJ.
- *FORSSBLAD,L., (1965), "Investigations of soil compaction by vibration", Acta polytech. scand. C134.
- *GARNIER,J., (1973), "Tassement et contraintes: influence de la rigidité de la fondation et de l'anisotropie du massif", these Docteur-Ingénieur présenté à l'U.S.M. de Grenoble.

- GHALY,A., (1993), "Discussion of 'Estimation earth pressures due to compaction'", J. Geoth. Engrg., ASCE, vol. 119, N° 7, p. 1162-1165.
- GUNN,M.J., (1981), "A review of numerical methods for the analysis and design of soft ground tunnels", Cambridge University Engineering Department.
- HAMZA,M.M.A.F., (1976), "The analysis of embankment dams by nonlinear finite element method", Ph.D. thesis, Imperial College of Science and technology, Department of Civil Engineering, London.
- *HEARMON,R.F.S., (1961), "An introduction to applied anisotropic elasticity", Oxford Univ. Press, Oxford.
- *HOLL,D.L., (1941), "Plane strain distribution os stress in elastic media", Iowa Engng. Exp. Stn Bull, p. 148-163.
- INGOLD,T.S., (1979), "The effects of compaction on retaining walls", Géotechnique 29, N° 3, p. 265-283.
- INGOLD,T.S., (1986), "Discussion: Compaction-induced earth pressures under K_0 -conditions", Journal of Geotechnical Engineering, vol. 112, N° 1, p. 1403-1405.
- IRONS,B.M., (1970), "A frontal solution program for finite element analysis", Int. Journ. Num. Meth. Eng., vol. 2, p. 5-32.
- ITURRI,E.A.Z., (1991), "Análise elasto-plástica da construção de aterros", Tese de Mestrado, COPPE, UFRJ.
- *JAKY,J., (1944), "The coefficient of earth pressure at rest", Magyar Menok es Epitesz Wgylet Kozloj (J. Soc. of Hungarian Arch. and Engrs.), Hungary.
- *JONES,C.J.F.P., (1973), "Earth retaining structures", PhD thesis, University of Leeds.
- KONDNER,R.L., (1963), "Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 89, N° SM1, p.115.
- MAGUIRE,W.M., (1975), "The undrained strength and stress strain behaviour of Brecciated upper Lias clay", Ph.D. thesis, Imperial College of Science and Technology, London.
- MAHLER,C.F., (1974), "Estudo e aplicação do método dos elementos finitos a barragens de terra", Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ.
- MAYNE,P.W. e KULHAWY,F.H., (1982), " K_0 -OCR relationships in soil", J. Geoth. Engrg. Div., ASCE, vol. 108, N° 6, p. 851-872.
- MELLO,V.F.B., (1977), "Reflections on design decisions of practical significance to embankments dams", Seventeenth Rankine Lecture, Géotechnique, v.27, N° 3.
- MELLO,V.F.B., (1982), "Comportamento de materiais compactados à luz de experiência em grandes barragens", Geotecnia, 34, p. 3-43.
- MESRI,G., HAYAT,T.M. e SHAHIEN,M., (1993), "Discussion of 'Estimation earth pressures due to compaction'", J. Geoth. Engrg., ASCE, v. 119, N° 7, p. 1168-1170.
- ORTIGÃO,J.A.R., (1980), "Aterro experimental levado à ruptura sobre a argila cinza do Rio de Janeiro", Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

- *OZAWA,Y. e DUNCAN,J.M., (1973), "ISBILD: A computer program for analysis of static stresses and movements in embankments", Geotechnical Engineering Research Report N° TE-73-4, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
- PARISEAU,W.G., VOIGHT,B. e DAHL,H.D., (1970), "Finite element analysis of elastic-plastic problems in the mechanics of geologic media: an overview", Proc. 2th Cong. Int. Soc. Rock Mech., Belgrado, p. 311-323.
- PECK,R.B. e MESRI,G., (1987), "Discussion of 'Soil-structure interaction effects of compaction-induced stresses and deflections'", J.Geoth.Engng.,ASCE, vol. 113, N° 11, p.1406-1408.
- PECK,R.B., (1993), "Discussion of 'Estimation earth pressures due to compaction'", J. Geoth. Engng., ASCE, vol. 119, N° 7, p. 1171-1172.
- POULOS,H.G. e DAVIS,E.H., (1974), "Elastic solutions for soil and rock mechanics", John Wiley & Sons, Inc..
- *PRANDTL,L., (1920), "Über die härte plastischer körper", Nachr. Kgl. Ges. Wiss. Göttingen, Math. Phys. Klasse.
- ROSCOE,K.H. e BURLAND,J.B., (1968), "On the generalized stress-strain behaviour of 'wet' clay", Engineering Plasticity, J. Heyman e F.A.Leckie, Eds., Cambridge University Press, Cambridge, England, p. 535-609.
- ROWE,P.W., (1954), "A stress-strain theory for cohesionless soil with applications to earth pressures at rest and moving walls", Geotechnique, vol. 4, N° 2, p. 70-88.
- SANTA MARIA, P., (1995), Comunicação pessoal.
- SCHOFIELD,A.N., (1980), "Cambridge geotéchnical centrifuge operations", Géotechnique, 30 (3), p. 227-268.
- SEED,R.B. e DUNCAN,J.M., (1983), "Soil-structure interaction effects of compaction-induced stresses and deflections", Geotechnical Engineering Research Report N° UCB/GT/83-06, Univ. of California, Berkeley, CA, 1983.
- SEED,R.B. e DUNCAN,J.M., (1984), "SSCOMP: A finite element analysis program for evaluation of soil-structure interaction and compaction effects", Geotechnical Engineering, Report N° UCB/GT/84-02, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
- SEED,R.B. e DUNCAN,J.M., (1986), "FE analysis: compaction- induced stresses and deformations", Journal of Geotechnical Engineering, vol. 112, N° 1, p. 23-43.
- *SIMPSON,B., (1973), "Finite element computations in soil mechanics", PhD thesis, Cambridge University Engineering Department.
- SMALL,J.C., BOOKER,J.R. e DAVIS,E.H., (1976), "Elastoplastic consolidation of soil", Int. J. Solids Structures, vol. 12(6), p. 431-488.
- SODHA,V.G., (1974), "The stability of embankment dam fills of plastic clay", MPhil Thesis, Imperial College of Science and Technology, London.

- *SOWERS,G.F., ROBB,A.D., MULLIS,C.H. e GLENN,A.J., (1957), "The residual lateral pressures produced by compacting soils", Proceedings, 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, England, p. 243-247.
- *"STIPN User's Manual", Department of Civil Engineering, Geotechnical Engineering, University of California, Berkeley, January, 1979.
- *TERZAGHI,K., (1934), "Large retaining wall tests (I): Pressure of dry sand", Engineering News Record, vol. 112, p. 136-140.
- VAUGHAN,P.R., (1975), "Field instrumentation and the behavior of embankment dams", Anais do simpósio sobre instrumentação de campo em engenharia de solos e fundações, COPPE-UFRJ, RJ-Brasil.
- VIDAL,D., (1985), "Simulation numérique linéaire de la construction de remblais en matériaux isotrope et anisotrope", Docteur Thèse, de L'Université Scientifique et Médicale de Grenoble, França.
- WERNECK,M.L.G., (1974), "Field observations of the behaviour of the upper Lias clay at the Empingham dam site", Ph.D. thesis, Imperial College of Science and Technology, London.
- WERNECK,M.L.G., (1975a), "Alguns resultados do aterro-teste instrumentado no local da barragem Empingham, Inglaterra", X Seminário Nacional de Grandes Barragens, Curitiba, Brasil.
- WERNECK,M.L.G., (1975b), "Um exemplo de medição 'in situ' de creep não drenado", Anais do simpósio sobre instrumentação de campo em engenharia de solos e fundações, COPPE-UFRJ, RJ-Brasil.
- WERNECK,M.L.G., (1975c), "Análise de medições efetuadas com um inclinômetro-Wilson Série B-200", Anais do simpósio sobre instrumentação de campo em engenharia de solos e fundações, COPPE-UFRJ, RJ-Brasil.
- *WHIFFEN,A.C., (1954), "The pressure generated in soil compaction equipment", American Society for Testing and Materials Symposium on Dynamic Testing of Soils, p. 186-210.
- *WILSON,E.L., (1970), "SAP: A general structural analysis program", Structural Engineering Lab. Report N° UCSESM 70-20, University of California, Berkeley.
- WONG,K.S. e DUNCAN,J.M., (1974), "Hyperbolic stress-strain parameters for nonlinear finite element analyses of stresses and movements in soil masses", Report N° TE-74-3, College of Engineering Office of Research Services, University of California, Berkeley.
- *YOD,T.L., (1972), "Compaction of sands by repeated shear straining", Jnl. Soil Mech. Fdn. Div. Am. Soc. Civ. Engrs. 98, SM7.
- *ZYTYSKIM., (1976), "First year research report", Cambridge University Engineering Department.

ANEXO A

MODIFICAÇÕES NO MANUAL DO SSCOMP (SEED e DUNCAN,1984) PARA USO DOS PRÉ E PÓS PROCESSADORES DO CRISP92

1. Control Cards

b) First Control Data Card (13I5)

36-40 NBLOCK - Total number of increments blocks
41-45 NLAY
46-50 NCOMP
51-55 NFORCE
56-60 NPRINT
61-65 NSTOP

b') New Control Data Card (315)

11-15 NMOM = 1 Boundary condition code for z-rotation are considered
= 0 Boundary condition code for z-rotation are omitted

f) Control Block data card

One card for each block

1-5 IB - Block number
 6-10 NLAYB(IB) - Number of increments in the Soil placement block
 11-15 NCOMPB(IB) - Number of increments in the Compaction block
 16-20 NFORCEB(IB) - Number of increments in the Load block

f") Sequence data in the blocks

Three cards ((i), (ii) and (iii)) for each block (IB)

(i) Soil placement sequence in the block

(If NLAYB(IB) = 0 skip this card)

1-5 NNLAYB(IB,1) - Sequence number of the first increment of the layer placement in the block

6-10 NNLAYB(IB,2) - Sequence number of the second increment of the layer placement in the block
 11-15 NNLAYB(IB,3) - Sequence number of the third increment of the layer placement in the block
 16-20 etc.

(ii) Compaction sequence in the block

(If NCOMPB(IB) = 0 skip this card)

1-5 NNCOMPB(IB,1) - Sequence number of the first compaction increment in the block
 6-10 NNCOMPB(IB,2) - Sequence number of the second compaction increment in the block
 11-15 NNCOMPB(IB,3) - Sequence number of the third compaction increment in the block
 16-20 etc.

(iii) Load sequence in the block

(If NFORCE(IB) = 0 skip this card)

1-5 NNFORCB(IB,1) - Sequence number of the first Load increment in the block
 6-10 NNFORCB(IB,2) - Sequence number of the second Load increment in the block
 11-15 NNFORCB(IB,3) - Sequence number of the third Load increment in the block
 16-20 etc.

2. Nodal Point and Boundary Condition Cards (215)

(If NMOM = 0 skip these cards)

One card for each nodal point (NUMNP cards)

1-5 N - Nodal point number
 6-10 ID(N,3) - Boundary condition code for z-rotation = 0 the nodal point is free to rotate = 1 the nodal point is fixed

7. Soil Property Cards (I5, 5G10.3)

(If NCOMP = 0 skip these cards)

One card for each material

| | | |
|-------|------------|-----------------------------|
| 1-5 | M | - Soil material type number |
| 6-15 | EMPRC(M,1) | - $K_{l,\phi,b}$ |
| 16-25 | EMPRC(M,2) | - c'_b |
| 26-35 | EMPRC(M,3) | - K_2 |
| 36-45 | F | |
| 46-55 | EMPRC(M,4) | - K_3 |

8. Soil Element Cards. These cards are omitted**9. Soil Placement Increment Soil Element and Nodal Point Cards**

(If NLAY = 0 these cards are omitted)

Two cards for each construction layer

| | | |
|-------|--------------|--|
| 1-5 | LN | |
| 6-10 | NOMEL(LN,1) | |
| 11-15 | NOMEL(LN,2) | |
| 16-20 | NOMNP(LN,1) | |
| 21-25 | NOMNP(LN,2) | |
| 26-30 | NPHUMP(LN,1) | |
| 31-35 | NPHUMP(LN,2) | |
| 36-40 | NPHUMP(LN,3) | |
| 41-45 | etc. | |
| 6-10 | NBHUMP(LN,1) | - First nodal point in the bottom of the newly placed layer |
| 11-15 | NBHUMP(LN,2) | - Second nodal point in the bottom of the newly placed layer |
| 16-20 | NBHUMP(LN,3) | - Third nodal point in the bottom of the newly placed layer |
| 16-20 | etc. | |

20. Force Cards. These cards are omitted.

ANEXO B

SUBROUTINE DATABLK(NOIB)

```

C **** READ AND WRITE COMPACTION BLOCK DATA ****
C
C----- READ CONTROL DATA BLOCKS
C----- REWIND 19
C----- NBLKCOMP = 0
C----- DO 400 IBLOCK = 1, NOIB
C----- READ(19,*) NBLOCK,INBLOCK(NBLOCK),NPASS(NBLOCK)
C----- IF (INBLOCK(NBLOCK) .EQ. 2) NBLKCOMP = NBLKCOMP + 1
C----- 400 CONTINUE
C----- IF (NBLKCOMP .EQ. 0) GO TO 920
C----- READ AND WRITE SOIL MATERIAL COMPACTED PROPERTY DATA
C----- WRITE(IW6,6010)
C----- 6010 FORMAT(/120(1H=))
C----- WRITE(IW6,6015)
C----- 6015 FORMAT(/,1X,32HMATERIAL COMPACTED PROPERTY DATA,/,
C----- +           1X,32(1H-))
C----- WRITE(IW6,6020)
C----- 6020 FORMAT(/,1X,7HND. MAT,5X,6HK1PHIB,5X,2HCB,7X,2HK2,8X,1HF,7X,2HK3,
C----- +           7X,2HKO)
C----- READ(19,*) NMSC
C----- DO 405 ISC = 1, NMSC
C----- READ(19,*) MSC,(EMPRC(MSC,JSC),JSC=1,6)
C----- IF (EMPRC(MSC,4) .LE. 0.) GO TO 900
C----- EMPRC(MSC,3) = EMPRC(MSC,6)*(1.0 - EMPRC(MSC,4))
C----- 900 CONTINUE
C----- WRITE(IW6,6025) MSC,(EMPRC(MSC,JSC),JSC=1,6)
C----- 6025 FORMAT(/,2X,I3,7X,F7.4,2X,F7.4,2X,F7.4,2X,F7.4,2X,F7.4,2X,F7.4)
C----- 405 CONTINUE
C----- READ PEAK COMPACTION PRESSURE PROFILES
C----- READ(19,*) NPROF
C----- IF (NPROF .LE. 20) GO TO 905
C----- WRITE(IW6,6030)

```

```

6030 FORMAT(/,5X,36H***NO. OF COMP. PROFILES EXCEEDS 20)
      STOP
905 CONTINUE
      WRITE(IW6,6035) NPROF
6035 FORMAT(//,34H PEAK COMPACTION PRESSURE PROFILES,/1X,33(1H-),//,
      1           22H NUMBER OF PROFILES = ,I2,/)
C
      DO 410 KPROF = 1, NPROF
      READ(19,*) IDUMMY,NPOINT
      IF (NPOINT .LE. 16) GO TO 910
      WRITE(IW6,6040) KPROF
6040 FORMAT(/,5X,22H***COMPACTATION PROFILE,I3,13HHAS MORE THAN,
      1           10H 16 POINTS)
      STOP
910 CONTINUE
      READ(19,*) (PDEPTH(KPROF,JPROF),PCOMP(KPROF,JPROF),JPROF=1,NPOINT)
      IF (PDEPTH(KPROF,1) .LT. 1.E-17) GO TO 915
      WRITE(IW6,6045) KPROF
6045 FORMAT(/,5X,45H***DEPTH OF FIRST POINT OF COMP. PROFILE NO.,
      1           I3,19H NOT EQUAL TO ZERO.)
      STOP
915 CONTINUE
      NCOUNT = NPOINT + 1
C
      DO 415 JJ = NCOUNT, 17
      PDEPTH(KPROF,JJ) = 1000000.
      PCOMP(KPROF,JJ) = PCOMP(KPROF,NPOINT)
415 CONTINUE
C
      WRITE(IW6,6050) KPROF
6050 FORMAT(/,38H PEAK COMPACTION PRESSURE PROFILE NO. ,I2,/,6X,
      1           SHDEPTH,5X,BHPRESSURE,/)
      WRITE(IW6,6055) (PDEPTH(KPROF,JPROF),PCOMP(KPROF,JPROF),
      1           JPROF = 1, NPOINT)
6055 FORMAT(1X,F10.3,3X,F10.3)
410 CONTINUE
C
      920 CONTINUE
      RETURN
      END

```

SUBROUTINE DATACOMP(NBLOCK)

```

C
C*****READ AND WRITE COMPACTATION INCREMENT DATA*****
C
C
C      IMPLICIT DOUBLE PRECISION (A-H,O-Z)
C
COMMON /DEVICE/ IR1,IR4,IR5,IW2,IW4,IW6,IW7,IWP,IW9
COMMON/COMPAC/PDEPTH(20,17),PCOMP(20,17),IPROF(20),XPROF(20),
1 INTCOM(50,3),NPSOFT(10),INBLOCK(10),EMPRC(25,6),NPHUMP(10,10),
2 NBHUMP(10,10),NTHUMP(10),NBOTOM(10),NPASS(10),
3 NNPFC, IDUMMY, NPROFS, NSOFT, ICHEL, NINC, INC2, INC$OFT
C
      WRITE(IW6,2030)

```

```

2030 FORMAT(/120(1H=))
C
C      READ AND WRITE COMPACTION INCREMENT DATA
C
C      IF (INBLOCK(NBLOCK) .LT. 2) GO TO 250
C
C      WRITE(IW6,2060) NBLOCK
C      READ(19,*) LN,(NPHUMP(LN,K),K=1,10),(NBHUMP(LN,K),K=1,10)
C      IF (NBLOCK .EQ. LN) GO TO 100
C      WRITE(IW6,2000) NBLOCK,LN
2000 FORMAT(/,'NBLOCK = ',I3,' .NE. LN = ',I3,'    NA DATACOMP')
C      STOP
100 CONTINUE
NHS = 2
C
C      DO 400 I = 3, 10
C      IF (NPHUMP(LN,I) .LE. 0) GO TO 410
C      NHS = I
400 CONTINUE
C
C      410 CONTINUE
NBS = 2
C
C      DO 420 I = 3, 10
C      IF (NBHUMP(LN,I) .LE. 0) GO TO 430
C      NBS = I
420 CONTINUE
C
C      430 CONTINUE
C      WRITE(IW6,2090)
2090 FORMAT(/,1X,23HNODES OF HUMPED SURFACE)
C      WRITE(IW6,2100) (NPHUMP(LN,K),K=1,NHS)
2100 FORMAT(/,1X,10I5)
C      WRITE(IW6,2095)
2095 FORMAT(/,1X,23HNODES OF BOTTOM SURFACE)
C      WRITE(IW6,2110) (NBHUMP(LN,K),K=1,NBS)
2110 FORMAT(/,1X,10I5)
C
C      READ(19,*) IDUMMY,NPROFS,NNPFC,NSOFT
C      IF (NPROFS.EQ.0) GO TO 180
C      READ(19,*) (IPROF(J),XPROF(J),J=1,NPROFS)
C      WRITE(IW6,2070)
C
C      DO 160 J = 1, NPROFS
C      WRITE(IW6,2080) IPROF(J),XPROF(J)
160 CONTINUE
C
C      180 IF (NNPFC.EQ.0) GO TO 200
C      WRITE(IW6,2040)
C
C      DO 185 IF = 1, NNPFC
C      READ(19,*) (INTCOM(IF,J),J=1,3)
C      WRITE(IW6,2140) (INTCOM(IF,J),J=1,3)
185 CONTINUE
C
C      200 IF (NSOFT .LE. 0) GO TO 250
C      READ(19,*) (NPSOFT(J),J=1,NSOFT)
C      WRITE(IW6,2130)

```

```

      WRITE(IW6,2050) (NPSSFT(J),J=1,NSOFT)
250 CONTINUE
C
2040 FORMAT(//,52H NODAL POINT COMPACTION FORCE DIRECTION ASSIGNMENTS ,
1 /,1X,11HELEMENT NO.,5X,6HNODE I,5X,6HNODE J,/)
2050 FORMAT(1X,15I5)
2060 FORMAT(/,35H COMPACTION INCREMENT BLOCK NUMBER ,I2,/1X,36(1H-))
2070 FORMAT(//,1X,10HCOMPACTON,7X,1HX,/,1X,11HPROFILE NO.,2X,
1 10HCOORDINATE,/)
2080 FORMAT(6X,I2,6X,F10.3)
2130 FORMAT(//,41H NODAL POINTS DEFINING DEPTH OF SOFTENING,/)
2140 FORMAT(5X,I3,10X,I3,7X,I3)
      RETURN
      END

      SUBROUTINE DEPTHIP(J,MNEL,IP,XX,YY,DEPTH,XYZ,JEL,
+                      FRACTD,FRACT)
C
C*****CALCULATE DEPTH OF INTEGRATION POINTS*****
C
C      IMPLICIT DOUBLE PRECISION (A-H,O-Z)
C
C      DIMENSION XYZ(NDIM,NN),JEL(NEL)
C
C      COMMON /DEVICE/ IR1,IR4,IR5,IW2,IW4,IW6,IW7,IWP,IW9
C      COMMON/COMPAC/PDEPTH(20,17),PCOMP(20,17),IPROF(20),XPROF(20),
1 INTCOM(50,3),NPSSFT(10),INBLOCK(10),EMPRC(25,6),NPHUMP(10,10),
2 NBHUMP(10,10),NTHUMP(10),NBOTOM(10),NPASS(10),
3 NNPFc,IDLUMMY,NPROFS,NSOFT,ICHEL,NINC,INC2,INCsoft
C      COMMON /MP92/NN,NEL,NDF,MXDF,NTPE,NIP,NVRS,NVRN,NDIM,MUMAX,NDZ,
+ IFRZ,NNZ,NDMX,NPMX,NS,NB,NL,NPR,NMT,NPT,NSP,NPL,MDFE,KES,NVPN
C
      NX1 = NTHUMP(1)
      IF (XX .LE. XYZ(1,NX1)) GO TO 900
C
      DO 400 I = 2, 10
      IF (NTHUMP(I) .LE. 0) GO TO 910
      NX2 = NTHUMP(I)
      IF (XX .LE. XYZ(1,NX2)) GO TO 905
400 CONTINUE
C
      YTOP = XYZ(2,NX2)
      GO TO 700
905 CONTINUE
      I1 = I - 1
      NX1 = NTHUMP(I1)
      DIST = XX - XYZ(1,NX1)
      YTOP = XYZ(2,NX1) + (DIST/(XYZ(1,NX2) - XYZ(1,NX1)))*
*          (XYZ(2,NX2) - XYZ(2,NX1))
      GO TO 700
910 CONTINUE
      I1 = I - 1
      NX1 = NTHUMP(I1)
900 CONTINUE

```

```

YTOP = XYZ(2,NX1)
700 CONTINUE
NX1 = NBOTOM(1)
IF (XX .LE. XYZ(1,NX1)) GO TO 920
C
DO 405 I = 2, 10
IF (NBOTOM(I) .LE. 0) GO TO 925
NX2 = NBOTOM(I)
IF (XX .LE. XYZ(1,NX2)) GO TO 930
405 CONTINUE
C
YBOT = XYZ(2,NX2)
GO TO 705
930 CONTINUE
I1 = I - 1
NX1 = NBOTOM(I1)
DIST = XX - XYZ(1,NX1)
YBOT = XYZ(2,NX1) + (DIST/(XYZ(1,NX2) - XYZ(1,NX1)))*
*      (XYZ(2,NX2) - XYZ(2,NX1))
GO TO 705
925 CONTINUE
I1 = I - 1
NX1 = NBOTOM(I1)
920 CONTINUE
YBOT = XYZ(2,NX1)
705 CONTINUE
C
YTOPINC = YBOT + (YTOP - YBOT)*FRACT
C
DO 410 KNEL = 1, ICHEL
JNEL = JEL(KNEL)
IF (JNEL .EQ. MNEL) GO TO 935
410 CONTINUE
DEPTH = YTOPINC - YY
GO TO 715
935 CONTINUE
IF (YTOPINC .LE. YY) GO TO 710
DEPTH = YTOPINC - YY
GO TO 715
710 CONTINUE
DEPTH = 0.
715 CONTINUE
C
RETURN
END

```

```

SUBROUTINE DHYPER(I7,I,MUS,IET,NEL,NIP,NVRS,NDIM,NS,NPR,NMT,
+ VARINT,MAT,PR,STRLEV,SSCRIT,IPSOFT,NBLOCK,JS,JEL,MRELVV)
C*****CALCULATES STRESS-STRAIN MATRIX FOR HYPERBOLIC MODEL
C (DUNCAN ET AL., 1980)
C (ONLY FOR 2-DIMENSIONAL ANALYSIS)
C*****DIMENSION VARINT(NVRS,NIP,NEL),D(NS,NS),MAT(NEL)
DIMENSION PR(NPR,NMT),SSCRIT(NIP,NEL),IPSOFT(NIP,NEL),JEL(NEL),
+ MRELVV(NEL)

```

```

COMMON /DIN/ DEL(3),DEP(21)
COMMON/COMPAC/PDEPTH(20,17),PCOMP(20,17),IPROF(20),XPROF(20),
1 INTCOM(50,3),NPSSFT(10),INBLOCK(10),EMPRC(25,6),NPHUMP(10,10),
2 NBHUMP(10,10),NTHUMP(10),NBOTOM(10),NPASS(10),
3 NNPFc, IDUMMY, NPROFS, NSOFT, ICHEL, NINC, INC2, INCsoft
C
C-----ATMOSPHERIC PRESSURE (PA) IN KN/m2
C
C      PA = 101.33
C
C      DO 10 IJ = 1, NS
C          DO 10 II = 1, NS
C              10 D(II,IJ) = 0.
C
C=====PR=====
C      PR
C
C      1 - K Young's modulus number
C      2 - n Young's modulus exponent
C      3 - Kb Bulk modulus number
C      4 - m Bulk modulus exponent
C      5 - Rf Failure ratio
C      6 - 0
C      7 - 0 for drained analysis, Kw for undrained analysis
C      8 - Bulk unit weight of soil
C      9 - Kur Unloading/reloading modulus number
C     10 - c Cohesion
C     11 - Angle of internal friction (degrees)
C     12 - Reduction in friction angle for a 10-fold increase
C           in SIGMA3
C=====XPA=====
C      XPA = 0.019
C      KM = MAT(I)
C      XK = PR(1,KM)
C      XN = PR(2,KM)
C      XKB = PR(3,KM)
C      XM = PR(4,KM)
C      RF = PR(5,KM)
C      XKUR = PR(9,KM)
C      C = PR(10,KM)
C      PHI = PR(11,KM)/57.29577951
C      DPHI = PR(12,KM)/57.29577951
C      ANG = PHI
C-----THE FOLLOWING ARE STRESSES
C      SX = VARINT(1,I7,I)
C      SY = VARINT(2,I7,I)
C      SZ = VARINT(3,I7,I)
C      TXY = VARINT(4,I7,I)
C
C      TOL = 1.E-17
C-----BYPASS IF BOTH STRESSES ARE ZERO (INITIALLY)
C      IF ((ABS(SX) .GT. TOL) .OR. (ABS(SY) .GT. TOL)) GO TO 50
C      EMOD = XK*PA
C      B = XKB*PA
C      STRLEV = 0.
C      GO TO 180
C      50 CONTINUE

```

```

S = (SX + SY)/2.
C-----RADIUS OF MOHR CIRCLE
R = SQRT(((SX - SY)/2.)**2 + TXY**2)
SIG1 = S + R
SIG3 = S - R
SIGM = (SX + SY + SZ)/3.
C-----CHEK TENSION FAILURE
IF (SIG3 .GT. 0.) GO TO 55
WRITE(6,800) I,I7
800 FORMAT(' TENSION IS BEING DEVELOPED IN (DHYPER) ELEMENT ',I3,
+' INTEGRATION POINT No. ',I1)
STRLEV = -1.
SSCRIT(I7,I) = -1.
B = XKB*PA*XPA**XM
EMOD = 0.01*B
GO TO 299
C-----CALCULATE STRESS LEVEL
55 IF (C .LE. 0.) GO TO 60
DEVFH = (2.*C*COS(PHI) + 2.*SIG3*SIN(PHI))/(1. - SIN(PHI))
GO TO 70
60 XSIG3 = SIG3/PA
IF (XSIG3 .LT. XPA) XSIG3 = XPA
ANG = PHI - DPHI*LOG10(XSIG3)
DEVFH = 2.*SIG3*SIN(ANG)/(1. - SIN(ANG))
70 STRLEV = (SIG1 - SIG3)/DEVFH
C-----CHEK SHEAR FAILURE
PSIG3 = SIG3/PA
IF (PSIG3 .LT. XPA) PSIG3 = XPA
B = XKB*PA*PSIG3**XM
DEVLEV = STRLEV*RF
IF (STRLEV .GE. 0.95) DEVLEV = 0.95
IF (STRLEV .GT. 1.) STRLEV = 1.0
ETAN = XK*PA*PSIG3**XN*(1. - DEVLEV)**2
C-----CHEK CRITICAL STRESS STATE
SLCRIT = SSCRIT(I7,I)/((SIG3/PA)**0.25)
IF (STRLEV .GE. SLCRIT) GO TO 150
SLCHEK = 0.75*SLCRIT
IF (STRLEV .LE. SLCHEK) GO TO 160
C-----PARTIAL UNLOADING/RELOADING
EMODUR = XKUR*PA*PSIG3**XN
FACTR1 = (SLCRIT - STRLEV)/(SLCRIT - SLCHEK)
EMOD = ETAN + (FACTR1*(EMODUR - ETAN))
GO TO 180
C-----PRIMARY LOADING
150 SSCRIT(I7,I) = STRLEV*((SIG3/PA)**0.25)
EMOD = ETAN
GO TO 180
C-----COMPLETE UNLOADING/RELOADING
160 EMOD = XKUR*PA*PSIG3**XN
C
C      if PHI less than 2.3 degrees, poisson's ratio = 0.49
C
180 IF (C .LE. 0.) GO TO 200
XANG = PHI
GO TO 201
200 XANG = ANG
201 CHEK = 2.3/57.29577951
IF (XANG .LE. CHEK) GO TO 290

```

```

C-----ESTABLISH MINIMUM VALUE OF B
BB = (EMOD/3.)*((2. - SIN(XANG))/SIN(XANG))
IF (B .LT. BB) GO TO 293
C-----ESTABLISH MAXIMUM VALUE OF B
BBB = EMOD*17.
IF (B .LT. BBB) GO TO 299
B = 0.99*BBB
GO TO 299
C
290 B = EMOD*17.
GO TO 299
293 B = 1.01*BB
C
299 POIS = (3.*B - EMOD)/6./B
SHEAR = 0.5*EMOD/(1. + POIS)
BULK = B
FMAG = 1.0
XMODK = 1.5*(BULK/(1. + POIS))
C
IF (INBLOCK(NBLOCK) .EQ. 0) GO TO 920
IF (INBLOCK(NBLOCK) .EQ. 1) GO TO 900
IF (NINC .NE. 1) GO TO 910
900 CONTINUE
C
DO 400 NCHEL = 1, ICHEL
IF (JEL(NCHEL) .NE. MRELVV(I)) GO TO 400
C
C**** REDUCTION THE STIFFNESS OF NEWLY PLACED SOIL ELEMENTS
C**** SEED & DUNCAN (1984) SUGGESTED FMAG = 0.0001 FOR DAM ANALYSIS
C
FMAG = 1.0
GO TO 920
400 CONTINUE
GO TO 920
910 CONTINUE
IF (IPSOFT(I7,I) .EQ. 0) GO TO 920
C
C-----ABOVE SOFTENED SURFACE
C-----D(1,1) = FMAG*(XMODK + SHEAR)
C-----D(1,2) = FMAG*(XMODK - SHEAR)
C-----D(2,2) = D(1,1)
C-----D(1,3) = D(1,2)
C-----D(2,3) = D(1,2)
C-----D(3,3) = D(1,1)
C-----D(4,4) = FMAG*SHEAR
C-----IF (NDIM .EQ. 2) GO TO 80
C-----D(5,5) = D(4,4)

```

```

D(6,6) = D(5,5)
80 CONTINUE
DO 20 IK = 2, 4
  IK1 = IK - 1
  DO 20 JK = 1, IK1
    20   D(IK,JK) = D(JK,IK)
    IF (IET .EQ. 0) GO TO 40
    DO 30 J = 1, 3
      DO 30 JJ = 1, 3
        30   D(JJ,J) = D(JJ,J) + PR(7,KM)
40 CONTINUE
DEL(1) = D(1,1)
DEL(2) = D(1,2)
DEL(3) = D(4,4)
RETURN
END

```

```

SUBROUTINE DHYPERL(I7,I,MUS,IET,NEL,NIP,NVRS,NDIM,NS,NPR,NMT,
+ VARINT,MAT,D,PR,STRLEV,NDN,ELCOD,SHFN,SSCRIT,IPSOFT,NBLOCK,
+ JS,JEL,MRELVV,IPLSTK)
C*****CALCULATES STRESS-STRAIN MATRIX FOR HYPERBOLIC MODEL
C(DUNCAN ET AL., 1980)
C(ONLY FOR 2-DIMENSIONAL ANALYSIS)
C E AND C WITH LINEAR VARIATION AND ANISOTROPIC BEHAVIOUR
C*****
DIMENSION VARINT(NVRS,NIP,NEL),D(NS,NS),MAT(NEL)
DIMENSION PR(NPR,NMT),SSCRIT(NIP,NEL),IPSOFT(NIP,NEL),JEL(NEL)
DIMENSION ELCOD(NDIM,NDN),SHFN(NDN),MRELVV(NEL)
COMMON /DIN/ DEL(3),DEP(21)
COMMON/COMPAC/PDEPTH(20,17),PCOMP(20,17),IPROF(20),XPROF(20),
1 INTCOM(50,3),NPSSOFT(10),INBLOCK(10),EMPRC(25,6),NPHUMP(10,10),
2 NBHUMP(10,10),NTHUMP(10),NEBOTOM(10),NPASS(10),
3 NNPFC, IDUMMY, NPROFS, NSOFT, ICHEL, NINC, INC2, INCSSOFT
COMMON/ANISOT/ RE(25),RP(25),RG(25)
C
DO 10 IJ = 1, NS
  DO 10 II = 1, NS
    D(II,IJ) = 0.
10 CONTINUE
C
DO 15 IJ = 1, 21
  DEP(IJ) = 0.
15 CONTINUE
C
=====
C PR
C
C 1 - Eo Young's modulus number at Y = Yo
C 2 - Yo. Y co-ord at which E = Eo
C 3 - mE rate of increase of Young's modulus with depth
C 4 - Poisson's ratio
C 5 - Rf Failure ratio
C 6 - O
C 7 - O for drained analysis, Kw for undrained analysis
C 8 - Bulk unit weight of soil

```

```

C      9 - Kur/K ratio
C      10 - co Shear strength at Y = Yo
C      11 - mC rate of increase of shear strength with depth
C      12 - Linear variation: 100 with depth, 200 with increase
C            in SIGMA3
C=====
C
C      ATMOSPHERIC PRESSURE (PA) IN (kPa)
C
C      PA = 101.33
C      TENSION = 0.019
C
KM = MAT(I)
EO = PR(1,KM)
YO = PR(2,KM)
XME = PR(3,KM)
POIS = PR(4,KM)
RF = PR(5,KM)
XKUR = PR(9,KM)
CO = PR(10,KM)
XMC = PR(11,KM)
LINVAR = PR(12,KM)
C-----COORDINATES OF INTEGRATION POINTS
XX = 0.
YY = 0.
C
DO 5 IN = 1, NDN
XX = XX + SHFN(IN)*ELCOD(1,IN)
YY = YY + SHFN(IN)*ELCOD(2,IN)
5 CONTINUE
C-----THE FOLLOWING ARE STRESSES
SX = VARINT(1,I7,I)
SY = VARINT(2,I7,I)
SZ = VARINT(3,I7,I)
TXY = VARINT(4,I7,I)
C
TOL = 1.E-17
C-----BYPASS IF BOTH STRESSES ARE ZERO (INITIALLY)
IF ((ABS(SX) .GT. TOL) .OR. (ABS(SY) .GT. TOL)) GO TO 50
EMOD = EO
STRLEV = 0.
GO TO 299
50 CONTINUE
S = (SX + SY)/2.
C-----RADIUS OF MOHR CIRCLE
R = SQRT(((SX - SY)/2.)**2 + TXY**2)
SIG1 = S + R
SIG3 = S - R
SIGM = (SX + SY + SZ)/3.
C-----CHEK TENSION FAILURE
IF (SIG3 .GT. 0.) GO TO 55
WRITE(6,800) I,I7
800 FORMAT('TENSION IS BEING DEVELOPED IN (DHYPERRA) ELEMENT No.',I4,
+ ' INTEGRATION POINT No.',I2)
STRLEV = -1.
SSCRIT(I7,I) = -1.
EMOD = TENSION*PA
GO TO 299

```

```

C-----CALCULATE STRESS LEVEL
 55 CONTINUE
C
  IF (LINVAR .EQ. 200) GO TO 910
  IF (LINVAR .EQ. 100) GO TO 915
  WRITE(6,730)
730 FORMAT(/, 'LINVAR .LT. 100 NA DHYPERLA')
  STOP
 915 CONTINUE
    EI = EO + XME*(YO - YY)
    C = CO + XMC*(YO - YY)
    GO TO 70
 910 CONTINUE
    EI = EO + XME*SIG3
    C = CO + XMC*SIG3
 70 CONTINUE
C-----CHEK SHEAR FAILURE
  DEVFH = 2.*C
  STRLEV = (SIG1 - SIG3)/DEVFH
  DEVLEV = STRLEV*RF
  IF (STRLEV .GE. 0.95) DEVLEV = 0.95
  IF (STRLEV .LT. 1.) GO TO 920
  WRITE(6,700) I,I7
700 FORMAT(' (DHYPERLA) ELEMENT No.',I4,' INTEGRATION POINT No.',I2,
+' IS AT FAILURE CONDITION')
  STRLEV = 1.0
 920 CONTINUE
    ETAN = EI*(1. - DEVLEV)**2
C-----CHEK CRITICAL STRESS STATE
  SLCRIT = SSCRIT(I7,I)/((SIG3/PA)**0.25)
  IF (STRLEV .GE. SLCRIT) GO TO 150
  SLCHEK = 0.75*SLCRIT
  IF (STRLEV .LE. SLCHEK) GO TO 160
C-----PRIMARY LOADING
  150 SSCRIT(I7,I) = STRLEV*((SIG3/PA)**0.25)
    EMOD = ETAN
    GO TO 299
C-----COMPLETE UNLOADING/RELOADING
  160 CONTINUE
    WRITE(6,720) I,I7
  720 FORMAT(' (DHYPERLA) ELEMENT No.',I4,' INTEGRATION POINT No.',I2,
+' IS AT UNLOADING/RELOADING CONDITION')
    EMOD = XKUR*EI
C
C *** CALCULATES NON-LINEAR ANISOTROPIC STRESS-STRAIN MATRIX
C
  299 CONTINUE
    XKMOD = (RE(KM)*EMOD)/(2.*(1.-RP(KM)*POIS-2.*RE(KM)*POIS*POIS))
    GMOD = (RE(KM)*EMOD)/(2.*(1. + RP(KM)*POIS))
    FMAG = 1.0
    IF (STRLEV .GE. 1.) GMOD = 0.
C
    IF (INBLOCK(NBLOCK) .EQ. 0) GO TO 950
    IF (INBLOCK(NBLOCK) .EQ. 1) GO TO 930
    IF (NINC .NE. 1) GO TO 940
  930 CONTINUE
C
    DO 400 NCHEL = 1, ICHEL

```

IF (JEL(NCHEL) .NE. MRELVV(I)) GO TO 400

C
 C*** REDUCTION THE STIFFNESS OF NEWLY PLACED SOIL ELEMENTS
 C*** SEED & DUNCAN (1984) SUGGESTED FMAG = 0.0001 FOR DAM ANALYSIS
 C

FMAG = 1.0
 GO TO 950
 400 CONTINUE
 GO TO 950
 940 CONTINUE
 IF (NSOFT .EQ. 0) GO TO 950
 IF (IPSOFT(I7,7) .EQ. 0) GO TO 950

C
 C-----
 C ABOVE SOFTENED SURFACE
 C-----
 C

FMAG = 1.0
 POIS = 0.333333
 SHEAR = 0.1*PA
 BULK = 0.1*PA
 XMODK = 1.5*(BULK/(1. + POIS))

C
 950 CONTINUE
 C
 D(1,1) = FMAG*(XKMOD + GMOD)
 FAC12 = POIS*(1. + RP(KM)*POIS)/(RP(KM)*POIS + RE(KM)*POIS*POIS)
 D(1,2) = FMAG*(XKMOD - GMOD)*FAC12
 D(1,3) = FMAG*(XKMOD - GMOD)
 D(2,1) = D(1,2)
 FAC22=(1. - (RP(KM)*POIS)**2)/(RE(KM)*(1. - RE(KM)*POIS*POIS))
 D(2,2) = FMAG*(XKMOD + GMOD)*FAC22
 D(2,3) = D(1,2)
 D(3,1) = D(1,3)
 D(3,2) = D(2,3)
 D(3,3) = D(1,1)
 IF (RG(KM) .GT. TOL) GO TO 960
 D(4,4) = FMAG*GMOD
 GO TO 740

960 CONTINUE
 D(4,4) = FMAG*(RG(KM)*EMOD)
 IF (STRLEV .GE. 1.) D(4,4) = 0.

740 CONTINUE
 IF (NDIM .EQ. 2) GO TO 80
 D(5,5) = D(4,4)
 D(6,6) = D(5,5)

80 CONTINUE
 IF (IET .EQ. 0) GO TO 40
 DO 30 J = 1, 3
 DO 30 JJ = 1, 3
 30 D(JJ,J) = D(JJ,J) + PR(7,KM)

40 CONTINUE
 C
 IPLSTK = INT(PR(6,KM))
 IPLSTK = 1

C
 DEL(1) = D(1,1)
 DEL(2) = D(1,2)

```

      DEL(3) = D(4,4)
C
      IS = 0
      DO 20 J1 = 1, NS
      DO 20 I1 = 1, J1
      IS = IS + 1
      DEP(IS) = D(I1,J1)
20 CONTINUE
C
      RETURN
      END

```

```

      SUBROUTINE DHYPERP(I7,I,MUS,NEL,NIP,NVRS,NDIM,NPR,NMT,VARINT,
+ MAT,PR,STRLEV,NDN,ELCOD,SHFN,SSCRIT,IPSOFT,NBLOCK,JS,JEL,
+ MRELVV,EMOD,POIS,JMODE,NS)

```

```

*****CALCULATES STRESS-STRAIN MATRIX FOR HYPERBOLIC MODEL ****
C   (DUNCAN & CHANG, 1970) *
C   (DUNCAN ET AL., 1980) *
C   (ONLY FOR 2-DIMENSIONAL ANALYSIS AND PLASTIC BEHAVIOUR) *
*****DIMENSION VARINT(NVRS,NIP,NEL),MAT(NEL)
      DIMENSION PR(NPR,NMT),SSCRIT(NIP,NEL),IPSOFT(NIP,NEL),JEL(NEL),
+           MRELVV(NEL)
      DIMENSION ELCOD(NDIM,NDN),SHFN(NDN)
      COMMON/COMPAC/PDEPTH(20,17),PCOMP(20,17),IPROF(20),XPROF(20),
1     INTCOM(50,3),NPSSOFT(10),INBLOCK(10),EMPRC(25,6),NPHUMP(10,10),
2     NBHUMP(10,10),NTHUMP(10),NBOTOM(10),NPASS(10),
3     NNFCC, IDUMMY, NPROFS, NSOFT, ICHEL, NINC, INC2, INCNSOFT
      COMMON /FPPAR/ XPA,FMAGP,JFMAGP,YOP(16),EOP(16),XMEP(16),SLP(16),
+           JINC

```

```

C
      KWRITE = 0
C-----ATMOSPHERIC PRESSURE (PA) IN KN/m2
      PA = 101.33
C
C=====
C     PR
C
C     1 - EO Young's modulus number at Y = Y0
C     2 - v Poisson's ratio
C     3 - c Cohesion
C     4 - Angle of internal friction (rad.)
C     5 - Y0 Y co-ord at which E = EO
C     6 - Yield criterion (1 = von Mises, 2 = Tresca,
C                      3 = Drucker-Prager, 4 = Mohr-Coulomb)
C     7 - O for drained analysis, Kw for undrained analysis
C     8 - Bulk unit weight of soil
C     9 - Kur/K ratio
C    10 - Rf Failure ratio
C    11 - mE Rate of increase of Young's modulus with depth
C    12 - mC Rate of increase of Cohesion with depth
C=====
C
C-----XPA = SIGMA3/Patm. limit for tension condition
C

```

```

KM = MAT(I)
C
EO = PR(1,KM)
POIS = PR(2,KM)
CO = PR(3,KM)
PHI = PR(4,KM)
YO = PR(5,KM)
XKUR = PR(9,KM)
RF = PR(10,KM)
XME = PR(11,KM)
XMC = PR(12,KM)
ANG = PHI
C-----COORDINATES OF INTEGRATION POINTS
XX = 0.
YY = 0.
C
DO 410 IN = 1, NDN
XX = XX + SHFN(IN)*ELCOD(1,IN)
YY = YY + SHFN(IN)*ELCOD(2,IN)
410 CONTINUE
C
C = CO + XMC*(YO - YY)
C-----THE FOLLOWING ARE STRESSES
SX = VARINT(1,I7,I)
SY = VARINT(2,I7,I)
SZ = VARINT(3,I7,I)
TXY = VARINT(4,I7,I)
TOL = 1.E-17
C-----BYPASS IF BOTH STRESSES ARE ZERO (INITIALLY)
IF ((ABS(SX) .GT. TOL) .OR. (ABS(SY) .GT. TOL)) GO TO 50
EMOD = EO
STRLEV = 0.
GO TO 180
50 CONTINUE
S = (SX + SY)/2.
C-----RADIUS OF MOHR CIRCLE
R = SQRT(((SX - SY)/2.)**2 + TXY**2)
SIG1 = S + R
SIG3 = S - R
SIGM = (SX + SY + SZ)/3.
C-----CHEK TENSION FAILURE
IF (SIG3 .GT. 0.) GO TO 55
WRITE(6,800) I,I7
800 FORMAT(' TENSION IS BEING DEVELOPED IN (DHYPERP) ELEMENT ',I3,
+' INTEGRATION POINT No. ',I1)
STRLEV = -1.
SSCRIT(I7,I) = -1.
EMOD = XPA*PA
FMAG = 1.0
GO TO 920
C-----CHECK PLASTICITY CONDITION (JMODE = 0 FOR ELASTICITY,
C           JMODE > 0 FOR PLASTICITY)
55 CONTINUE
C
IF (JMODE .EQ. 0) GO TO 950
IF (JMODE .GT. 0) GO TO 960
WRITE(6,610) I,I7
610 FORMAT(/,'JMODE .LT. 0 IN DHYPERP, ELEMENT ',I3,

```

```

+           ' INTEGRATION POINT No. ',I1)
STOP
960 CONTINUE
  DEVFH = (2.*C*COS(PHI) + 2.*SIG3*SIN(PHI))/(1. - SIN(PHI))
  STRLEV = (SIG1 - SIG3)/DEVFH
965 CONTINUE
  IF (STRLEV .GT. 1.) STRLEV = 1.
  EMOD = EOP(KM) + XMEP(KM)*(YOP(KM) - YY)

C
  WRITE(6,620) I,I7,XX,YY
620 FORMAT(' (DHYPERP) ELEMENT No',I4,' INTEGRATION POINT No',I2,
+         ' IS AT PLASTICITY CONDITION',/, 'XX =',F10.3,5X,
+         'YY =',F10.3)
  IF (KWRITE .EQ. 1) GO TO 725
  IF (JMODE .EQ. 0 .AND. ABS(STRLEV) .LT. SLP(KM)) GO TO 700
  IF (NBLOCK .NE. JFMAGP) GO TO 700
  IF (JS .NE. JINC) GO TO 700
  IF (NINC .NE. 3) GO TO 700
  WRITE(21,640) XX,YY
640 FORMAT(F10.3,5X,F10.3)
700 CONTINUE
  GO TO 180
725 CONTINUE
  IF (JMODE .EQ. 0 .AND. ABS(STRLEV) .LT. SLP(KM)) GO TO 730
  IF (NBLOCK .NE. JFMAGP) GO TO 730
  IF (JS .NE. JINC) GO TO 730
  IF (NINC .NE. 3) GO TO 730
  WRITE(23,640) XX,YY
730 CONTINUE
  GO TO 180

C-----CALCULATE STRESS LEVEL
950 CONTINUE
  DEVFH = (2.*C*COS(PHI) + 2.*SIG3*SIN(PHI))/(1. - SIN(PHI))
  STRLEV = (SIG1 - SIG3)/DEVFH
  IF (ABS(STRLEV) .LT. SLP(KM)) GO TO 955
  KWRITE = 1
  GO TO 965
955 CONTINUE
  DEVLEV = STRLEV*RF
  EI = EO + XME*(YO - YY)
  ETAN = EI*(1. - DEVLEV)**2

C-----CHEK CRITICAL STRESS STATE
  SLCRIT = SSCRIT(I7,I)/((SIG3/PA)**0.25)
  IF (STRLEV .GE. SLCRIT) GO TO 150
  SLCHEK = 0.75*SLCRIT
  IF (STRLEV .LE. SLCHEK) GO TO 160

C-----PARTIAL UNLOADING/RELOADING
  WRITE(6,630) I,I7
630 FORMAT(' (DHYPERP) ELEMENT No',I4,' INTEGRATION POINT No',I2,
+         ' IS AT PARTIAL UNLOADING/RELOADING CONDITION')
  EMODUR = XKUR*EI
  FACTR1 = (SLCRIT - STRLEV)/(SLCRIT - SLCHEK)
  EMOD = ETAN + (FACTR1*(EMODUR - ETAN))
  GO TO 180

C-----PRIMARY LOADING
150 SSCRIT(I7,I) = STRLEV*((SIG3/PA)**0.25)
  EMOD = ETAN
  GO TO 180

```

```

C-----COMPLETE UNLOADING/RELOADING
160 CONTINUE
  WRITE(6,735) I,I7
735 FORMAT(' (DHYPERP) ELEMENT No',I4,' INTEGRATION POINT No',I2,
+          ' IS AT UNLOADING/RELOADING CONDITION')
  EMOD = XKUR*EI
180 CONTINUE
  FMAG = 1.0
C
  IF (INBLOCK(NBLOCK) .EQ. 0) GO TO 920
  IF (INBLOCK(NBLOCK) .EQ. 1) GO TO 900
  IF (NINC .NE. 1) GO TO 910
900 CONTINUE
C
  DO 400 NCHEL = 1, ICHEL
    IF (JEL(NCHEL) .NE. MRELVV(I)) GO TO 400
C
C**** REDUCTION THE STIFFNESS OF NEWLY PLACED SOIL ELEMENTS
C**** SEED & DUNCAN (1984) SUGGESTED FMAG = 0.0001 FOR DAM ANALYSIS
C
  FMAG = 1.0
  GO TO 920
400 CONTINUE
  GO TO 920
910 CONTINUE
C
  IF (NSOFT .EQ. 0) GO TO 920
  IF (IPSOFT(I7,I) .EQ. 0) GO TO 920
C
C-----ABOVE SOFTENED SURFACE
C
C
  FMAG = 1.0
C
  EMOD = 0.1*PA
  POIS = 0.33333333
C
  920 CONTINUE
C
  EMOD = FMAG*EMOD
C
  IF (NBLOCK .NE. JFMAGP) GO TO 710
  IF (JS .NE. JINC) GO TO 710
  IF (NINC .NE. 3) GO TO 710
  WRITE(22,650) XX,YY,100.*STRLEV
650 FORMAT(F10.3,5X,F10.3,5X,F10.3)
710 CONTINUE
  IF ((STRLEV + 1.) .GT. 1.E-17) GO TO 715
  IF (NBLOCK .NE. JFMAGP) GO TO 715
  IF (JS .NE. JINC) GO TO 715
  IF (NINC .NE. 3) GO TO 715
  WRITE(20,640) XX,YY
715 CONTINUE
C
  RETURN
END

```

```

SUBROUTINE EQLIBC(LTYP,MAT,NCORR,XYZ,LL,SHFN,ELCOD,DS,MRELVV,
+                  DELX,PR,MUS,B,CARTD,KGVN,FIC,ISTGE,IPSOFT,
+                  DELXC,FCORR)
C
C*****CALCULATE AND ASSIGN NODAL POINT COMPACTION EQUILIBRATING FORCES*****
C
C      IMPLICIT DOUBLE PRECISION (A-H,O-Z)
C
DIMENSION LTYP(NEL),MAT(NEL),NCORR(NTPE,NEL),XYZ(NDIM,NN),LL(NL),
+          SHFN(NDMX),ELCOD(NDIM,NDMX),DS(NDIM,NDMX),MRELVV(NEL),
+          DELX(NIP),PR(NPR,NMT),FIC(NDIM,NDMX)
DIMENSION B(NS,NB),CARTD(NDIM,NDMX),KGVN(MXDF,NN),DELXC(NIP,NEL),
+          FCORR(NDF)
C
COMMON /ELINF/ MINFO(6,30,15),LINFO(50,15)
COMMON /DATL/ L(4,100)
COMMON /DEVICE/ IR1,IR4,IR5,IW2,IW4,IW6,IW7,IWP,IW9
COMMON/COMPAC/PDEPTH(20,17),PCOMP(20,17),IPROF(20),XPROF(20),
1 INTCOM(50,3),NPSSOFT(10),INBLOCK(10),EMPRC(25,6),NPHUMP(10,10),
2 NBHUMP(10,10),NTHUMP(10),NBOTOM(10),NPASS(10),
3 NNPF, IDUMMY,NPROFS,NSOFT,ICHEL,NINC,INC2,INCSSOFT
COMMON /MP92/NN,NEL,NDF,MXDF,NTPE,NIP,NVRS,NVRN,NDIM,MUMAX,NDZ,
+ IFRZ,NNZ,NDMX,NPMX,NS,NB,NL,NPR,NMT,NPT,NSP,NPL,MDFE,KES,NVPN
C
C-----C
C      INITIALISE NODAL POINT EQUILIBRATING FORCES
C-----C
C
CALL ZEROR1(FCORR,NDF)
C
C-----C
C      SHAPE FUNCTIONS AND DERIVATES FOR DIFFERENT ELEMENT TYPES
C-----C
C
DO 400 J = 1, NEL
LT = LTYP(J)
IF (LT .LT. 0) GO TO 400
GO TO (400,410,410,410,410,410,410,410,410,410,410,400,400,
+        400,400) LT
410 CONTINUE
MNEL = MRELVV(J)
KM = MAT(J)
NGP = LINFO(11,LT)
NDN = LINFO(5,LT)
INDX = LINFO(12,LT)
NAC = LINFO(15,LT)
C
MATCOMP = 0
C
DO 450 IMC = 1, 6
IF (ABS(EMPRC(KM,IMC)) .GT. 1.E-17) MATCOMP = MATCOMP + 1
450 CONTINUE
C
IF (MATCOMP .EQ. 0) GO TO 400
C
ICONT = 0

```

```

C
DO 420 IP = 1, NGP
DELX(IP) = DELXC(IP,J)
IF (DELX(IP) .GT. 0.) ICONT = ICONT + 1
IPA = IP + INDX
C
DO 425 IL = 1, NAC
LL(IL) = L(IL,IPA)
425 CONTINUE
C
CALL SHAPE(IW6,LL,NAC,DS,SHFN,NDIM,NDN,LT,1)
C
420 CONTINUE
C
C-----CALCULATE AND ASSIGN NODAL POINT EQUILIBRATING FORCES-----
C
IF (ICONT .EQ. 0) GO TO 400
IF (NNPFC .EQ. 0) GO TO 400
C
DO 430 JCF = 1, NNPFC
NCFEL = INTCOM(JCF,1)
IF (NCFEL .NE. MNEL) GO TO 430
GO TO 700
430 CONTINUE
C
GO TO 400
700 CONTINUE
C
***** CALCULATE EQUIVALENT NODAL POINT EQUILIBRATING FORCES
C
CALL EQLODC(IW6,J,MUS,KM,LT,NGP,NIP,INDX,NTPE,NEL,NDIM,NN,
+ NDMX,NDN,NS,NB,NAC,NVRS,NPR,NMT,DELX,NCORR,XYZ,B,ELCOD,
+ CARTD,SHFN,DS,FIC,LL,PR,ISTGE)
C
IR = INTCOM(JCF,2)
IL = INTCOM(JCF,3)
XCENT = (XYZ(1,IL) + XYZ(1,IR))*0.5
YCENT = (XYZ(2,IL) + XYZ(2,IR))*0.5
HT = XYZ(2,IL) - XYZ(2,IR)
IF (ABS(HT) .GT. 1.E-17) GO TO 910
WRITE(IW6,6010) HT
6010 FORMAT(/,'HT = ',F10.4,'    NA EQLIBC')
STOP
910 CONTINUE
DFC = 1.0
IF (HT .LT. 0.) DFC = -1.0
C
DO 440 JJ = 1, NDN
JN = NCORR(JJ,J)
IF (JN .EQ. IR .OR. JN .EQ. IL) GO TO 915
IF (ABS(XYZ(1,JN) - XCENT) .LE. 1.E-17 .AND.
+ ABS(XYZ(2,JN) - YCENT) .LE. 1.E-17) GO TO 915
GO TO 440
915 CONTINUE
C
JL = KGVN(1,JN) - 1

```

```

C
DO 445 ID = 1, NDIM
FCORR(JL+ID) = FCORR(JL+ID) + DFC*(ABS(FIC(ID,JJ)))
445 CONTINUE
440 CONTINUE
C
400 CONTINUE
C
RETURN
END

SUBROUTINE EGLODC(IW6,JJ,MUS,KM,LT,NGP,NIP,INDX,NTPE,NEL,NDIM,NN,
+ NDMX,NDN,NS,NB,NAC,NVRS,NPR,NMT,DELX,NCORR,XYZ,B,ELCOD,
+ CARTD,SHFN,DS,F,LL,PR,ISTGE)
C
C*****ROUTINE TO CALCULATE FORCES EQUILIBRATING
C      ELEMENT COMPACTION-INDUCED STRESSES
C*****
C
REAL L,LL
DIMENSION NCORR(NTPE,NEL),DELX(NIP),XYZ(NDIM,NN),
+ F(NDIM,NDMX),LL(NAC),PR(NPR,NMT)
DIMENSION CARTD(NDIM,NDMX),SHFN(NDMX),DS(NDIM,NDMX),
+ ELCOD(NDIM,NDMX),B(NS,NB)
COMMON /PARS/ PYI,ALAR,ASMVL,ZERO
COMMON /DATW/ W(100)
COMMON /DATL/ L(4,100)
COMMON /FLOW/ NPLAX
COMMON /JACB/ XJACI(3,3),DJACB
C
CR = 1.
IF (NPLAX .EQ. 1) CR = 2.*PYI
C
CALL ZEROR2(F,NDIM,NDMX)
C
DO 400 KN = 1,NDN
NDE = NCORR(KN,JJ)
DO 400 ID = 1, NDIM
ELCOD(ID,KN) = XYZ(ID,NDE)
400 CONTINUE
C
DO 410 IP = 1, NGP
IPA = IP + INDX
DO 420 IL = 1, NAC
LL(IL) = L(IL,IPA)
420 CONTINUE
C
CALL FORMB2(JJ,MUS,R,RI,NDIM,NDMX,NDN,NS,
+ NB,NAC,B,ELCOD,CARTD,SHFN,DS,LL,LT,IP,ISTGE)
C
F9 = CR*DjacB*W(IPA)
IF (NPLAX .EQ. 1) F9 = F9*R
C
SIGXT = DELX(IP)
SIGYT = 0.

```

```

SIGZT = 0.
TXY = 0.
IF (NDIM .EQ. 2) GO TO 900
C
TYZ = 0.
TZX = 0.
C
DO 430 IN = 1, NDN
F(1,IN) = F(1,IN) + (CARTD(1,IN)*SIGXT + CARTD(2,IN)*TXY
+           + CARTD(3,IN)*TZX)*F9
F(2,IN) = F(2,IN) + (CARTD(2,IN)*SIGYT + CARTD(1,IN)*TXY
+           + CARTD(3,IN)*TYZ)*F9
F(3,IN) = F(3,IN) + (CARTD(3,IN)*SIGZT + CARTD(2,IN)*TYZ
+           + CARTD(1,IN)*TZX)*F9
430 CONTINUE
GOTO 410
C
900 CONTINUE
C
DO 440 IN = 1, NDN
F(1,IN) = F(1,IN) + (CARTD(1,IN)*SIGXT + SHFN(IN)*SIGZT*RI
+           + CARTD(2,IN)*TXY)*F9
F(2,IN) = F(2,IN) + (CARTD(2,IN)*SIGYT + CARTD(1,IN)*TXY)*F9
440 CONTINUE
C
410 CONTINUE
RETURN
END

```

```

SUBROUTINE MODIFYSG(VARINT,SIGXC,SS,MAT,IP,J,JS,DELXC)
C
C*****MODIFY THE LATERAL STRESSES IN CONFORMANCE WITH THE BI-LINEAR
C MODEL
C
DIMENSION VARINT(NVRS,NIP,NEL),SIGXC(NIP,NEL),SS(6),MAT(NEL),
+ DELXC(NIP,NEL)
C
COMMON /DEVICE/ IR1,IR4,IR5,IW2,IW4,IW6,IW7,IWP,IW9
COMMON/COMPAC/PDEPTH(20,17),PCOMP(20,17),IPROF(20),XPROF(20),
1 INTCOM(50,3),NPSSOFT(10),INBLOCK(10),EMPRC(25,6),NPHUMP(10,10),
2 NBHUMP(10,10),NTHUMP(10),NBOTOM(10),NPASS(10),
3 NNFCC,IDUMMY,NPROFS,NSOFT,ICHEL,NINC,INC2,INC$OFT
COMMON /MP92/NN,NEL,NDF,MXDF,NTPE,NIP,NVRS,NVRN,NDIM,MUMAX,NDZ,
+ IFRZ,NNZ,NDMX,NPMX,NS,NB,NL,NPR,NMT,NPT,NSP,NPL,MDFE,KES,NVPN
C
KM = MAT(J)
C
NFLAG = (-1)**NINC
IF (NINC .EQ. 1 .OR. NFLAG .LT. 0) GO TO 920
IF (NINC .GT. 0) GO TO 900
WRITE(IW6,6010) NINC
6010 FORMAT(/,'NINC = ',I4,' E DIFERENTE DE 1, 2, 3, ETC. NA MODIFYSG')
STOP
C

```

```

900 CONTINUE
  IF (SIGXC(IP,J) .GT. 0.) GO TO 910
  SIGXC(IP,J) = 0.
  GO TO 700
910 IF (SS(1) .LT. 0.) GO TO 700
  DELXC(IP,J) = SS(1)*(EMPRC(KM,6) - EMRPC(KM,5))/  

  / EMRPC(KM,6)
  IF (DELXC(IP,J) .LT. 0.) DELXC(IP,J) = 0.
  GO TO 700
C
920 CONTINUE
  VARINT(1,IP,J) = VARINT(1,IP,J) - SS(1)
  IF (SIGXC(IP,J) .GT. 0.) GO TO 940
  VARINT(1,IP,J) = VARINT(1,IP,J) + SS(1)
  SIGXC(IP,J) = 0.
  GO TO 700
930 CONTINUE
  CSHARE = SIGXC(IP,J)/VARINT(1,IP,J)
  SIGXC(IP,J) = SIGXC(IP,J) + CSHARE*SS(1)
  VARINT(1,IP,J) = VARINT(1,IP,J) + SS(1)
  GO TO 700
940 CONTINUE
  IF (SS(1) .LE. 0.) GO TO 930
  SIGXON = (VARINT(1,IP,J) - SIGXC(IP,J)) + SS(1)
  SIGXCN = SIGXC(IP,J) - SS(1)*(EMPRC(KM,6) - EMRPC(KM,5))/  

  / EMRPC(KM,6)
  IF (SIGXCN .LT. 0.) SIGXCN = 0.
  VARINT(1,IP,J) = SIGXON + SIGXCN
  SIGXC(IP,J) = SIGXCN
700 CONTINUE
  RETURN
  END

```

```

      SUBROUTINE MSGCOMP(LTYF,MAT,NCORR,XYZ,LL,SHFN,ELCOD,DS,CIP,JEL,  

      +           FRACLD,FRACT,MRELVV,SIGXC,DELX,PR,VARINT,  

      +           MUS,B,CARTD,FCOMP,KGVN,FIC,ISTGE,IPSOFT)

```

```

C **** CONTROLS AND ESTABLISHES THE INITIAL CONDITIONS FOR COMPACTION ****
C
C     IMPLICIT DOUBLE PRECISION (A-H,O-Z)
C
      DIMENSION LTYP(NEL),MAT(NEL),NCORR(NTPE,NEL),XYZ(NDIM,NN),LL(NL),
      +           SHFN(NDMX),ELCOD(NDIM,NDMX),DS(NDIM,NDMX),CIP(NDIM),
      +           JEL(NEL),MRELVV(NEL),SIGXC(NIP,NEL),DELX(NIP),
      +           PR(NPR,NMT),VARINT(NVRS,NIP,NEL),FIC(NDIM,NDMX)
      DIMENSION B(NS,NB),CARTD(NDIM,NDMX),FCOMP(NDF),KGVN(MXDF,NN),
      +           IPSOFT(NIP,NEL)
C
      COMMON /ELINF/ MINFO(6,30,15),LINFO(50,15)
      COMMON /DATL/ L(4,100)
      COMMON /DEVICE/ IR1,IR4,IR5,IW2,IW4,IW6,IW7,IWP,IW9
      COMMON/COMPAC/PDEPTH(20,17),PCOMP(20,17),IPROF(20),XPROF(20),
1 INTCOM(50,3),NPSSOFT(10),INBLOCK(10),EMPRC(25,6),NPHUMP(10,10),
2 NBHUMP(10,10),NTHUMP(10),NBOTOM(10),NPASS(10),

```

```

3 NNPFC, IDUMMY, NPROFS, NSOFT, ICHEL, NINC, INC2, INC$OFT
COMMON /MP92/NN,NEL,NDF,MXDF,NTPE,NIP,NVRS,NVRN,NDIM,MUMAX,NDZ,
+ IFRZ,NNZ,NDMX,NPMX,NS,NB,NL,NPR,NMT,NPT,NSP,NPL,MDFE,KES,NVPN
C
C*** ATMOSPHERIC PRESSURE (PATM) IN kPa
C
      PATM = 101.33
C
C-----+
C      INITIALISE NODAL POINT COMPACTION FORCES
C-----+
C
      CALL ZEROR1(FCOMP,NDF)
C
C-----+
C      CALCULATE INTEGRATION POINT COORDINATES
C-----+
C
      INC$OFT = INC$OFT + 1
C
      DO 400 J = 1, NEL
      LT = LTYP(J)
      IF (LT .LT. 0) GO TO 400
      GO TO (400,410,410,410,410,410,410,410,410,410,410,400,400,
+        400,400) LT
410 CONTINUE
      MNEL = MRELVV(J)
      KM = MAT(J)
      NGP = LINFO(11,LT)
      NDN = LINFO(5,LT)
      INDX = LINFO(12,LT)
      NAC = LINFO(15,LT)
C
      MATCOMP = 0
      DO 455 IMC = 1, 6
      IF (ABS(EMPRC(KM,IMC)) .GT. 1.E-17) MATCOMP = MATCOMP + 1
455 CONTINUE
C
      IF (MATCOMP .EQ. 0) GO TO 400
C
      DO 415 KN = 1, NDN
      NDE = NCORR(KN,J)
      DO 415 ID = 1, NDIM
      ELCOD(ID,KN) = XYZ(ID,NDE)
415 CONTINUE
C
      ICONT = 0
      DO 420 IP = 1, NGP
      DELX(IP) = 0.
      IPA = IP + INDX
      DO 425 IL = 1, NAC
      LL(IL) = L(IL,IPA)
425 CONTINUE
C
C*** SHAPE FUNCTIONS AND DERIVATES FOR DIFFERENT ELEMENT TYPES
C
      CALL SHAPE(IW6,LL,NAC,DS,SHFN,NDIM,NDN,LT,1)
C

```

```

DO 430 ID = 1, NDIM
SUM = 0.
DO 435 I = 1, NDN
SUM = SUM + SHFN(I)*ELCOD(ID,I)
435 CONTINUE
CIP(ID) = SUM
430 CONTINUE
C
XX = CIP(1)
YY = CIP(2)
C
C-----CALCULATE DEPTH OF INTEGRATION POINTS
C-----DETERMINE PEAK VIRGIN SIG-XC (DELTA-SIG-XP FOR VIRGIN SOIL)
C-----CALL DEPTHIP(J,MNEL,IP,XX,YY,DEPTH,XYZ,JEL,FRACLD,FRACT)
C-----IF (DEPTH .LE. 0) GO TO 905
C-----DETERMINE PEAK VIRGIN SIG-XC (DELTA-SIG-XP FOR VIRGIN SOIL)
C-----CALL VIRGINSG(J,MNEL,IP,XX,YY,DEPTH,SIGXCP)
C-----CALCULATE SIG-X PEAK AND SIG-X RESIDUAL
C-----IF (PR(12,KM) .GE. 100.) GO TO 920
C-----CALL RESIDSG(J,MNEL,IP,SIGXCP,KM,PATM,ICONT,SIGXC,DELX,PR,
+           VARINT)
C-----GO TO 905
920 CONTINUE
C-----CALL RESIDSGL(J,MNEL,IP,SIGXCP,KM,PATM,ICONT,SIGXC,DELX,PR,
+           VARINT)
C-----DETERMINE WHETHER ABOVE OR BELOW SOFTENED SURFACE ARE INT. POINTS
C-----905 CONTINUE
C-----IF (NSOFT .EQ. 0) GO TO 420
C-----IF (INCSOFT .GT. 1) GO TO 420
C-----CALL SOFTIP(J,MNEL,IP,XX,YY,XYZ,IPSOFT,DEPTH,YTOPINC,SIGXCP,
+           PR,KM)
C-----420 CONTINUE
C-----CALCULATE AND ASSIGN NODAL POINT COMPACTION FORCES
C-----IF (NNPFC .EQ. 0) GO TO 400

```

```

C      IF (ICONT .EQ. 0) GO TO 400
C
C      DO 440 JCF = 1, NNPFC
C      NCFEL = INTCOM(JCF,1)
C      IF (NCFEL .NE. MNEL) GO TO 440
C      GO TO 700
C 440 CONTINUE
C      GO TO 400
C
C 700 CONTINUE
C
C      IR = INTCOM(JCF,2)
C      IL = INTCOM(JCF,3)
C      XCENT = (XYZ(1,IL) + XYZ(1,IR))*0.5
C      YCENT = (XYZ(2,IL) + XYZ(2,IR))*0.5
C      HT = XYZ(2,IL) - XYZ(2,IR)
C      IF (ABS(HT) .GT. 1.E-17) GO TO 910
C      WRITE(IW6,6010) HT
C 6010 FORMAT(/,'HT = ',F10.4,'    NA MSGCOMP')
C      STOP
C 910 CONTINUE
C      DFC = 1.0
C      IF (HT .LT. 0.) DFC = -1.0
C
C***** CALCULATE EQUIVALENT NODAL POINT COMPACTION FORCES
C
C      CALL EGLODC(IW6,J,MUS,KM,LT,NGP,NIP,INDX,NTPE,NEL,NDIM,NN,
C      + NDMX,NDN,NS,NB,NAC,NVRS,NPR,NMT,DELX,NCORR,XYZ,B,ELCOD,
C      + CARTD,SHFN,DS,FIC,LL,PR,ISTGE)
C
C      DO 445 JJ = 1, NDN
C      JN = NCORR(JJ,J)
C      IF (JN .EQ. IR .OR. JN .EQ. IL) GO TO 915
C      IF (ABS(XYZ(1,JN) - XCENT) .LE. 1.E-17 .AND.
C      + ABS(XYZ(2,JN) - YCENT) .LE. 1.E-17) GO TO 915
C      GO TO 445
C 915 CONTINUE
C
C      JL = KGVN(1,JN) - 1
C      DO 450 ID = 1, NDIM
C      FCOMP(JL+ID) = FCOMP(JL+ID) + DFC*(ABS(FIC(ID,JJ)))
C
C 450 CONTINUE
C 445 CONTINUE
C
C 400 CONTINUE
C
C      RETURN
C      END

```

```

SUBROUTINE RESIDSG(J,MNEL,IP,SIGXCP,KM,PATM,ICONT,
+                   SIGXC,DELX,PR,VARINT)
C
C***** CALCULATE SIG-X PEAK AND SIG-X RESIDUAL
C***** ****

```

```

C      IMPLICIT DOUBLE PRECISION (A-H,O-Z)
C
C      DIMENSION SIGXC(NIP,NEL),DELX(NIP),PR(NPR,NMT),
+          VARINT(NVRS,NIP,NEL)
C
C      COMMON /DEVICE/ IR1,IR4,IR5,IW2,IW4,IW6,IW7,IWP,IW9
C      COMMON/COMPAC/PDEPTH(20,17),PCOMP(20,17),IPROF(20),XPROF(20),
1      INTCOM(50,3),NPSSOFT(10),INBLOCK(10),EMPRC(25,6),NPHUMP(10,10),
2      NBHUMP(10,10),NTHUMP(10),NBOTOM(10),NPASS(10),
3      NNPFC, IDUMMY, NPROFS, NSOFT, ICHEL, NINC, INC2, INC$OFT
C      COMMON /MP92/NN,NEL,NDF,MXDF,NTPE,NIP,NVRS,NVRN,NDIM,MUMAX,NDZ,
+      IFRZ,NNZ,NDMX,NPMX,NS,NB,NL,NPR,NMT,NPT,NSP,NPL,MDFE,KES,NVPN
C
C      SIGXO = VARINT(1,IP,J) - SIGXC(IP,J)
C      SIGXP = SIGXO + SIGXCP
C      SPEAK = VARINT(1,IP,J) + SIGXCP*(EMPRC(KM,5)/EMPRC(KM,6))
C      IF (SPEAK .GT. SIGXP) SIGXP = SPEAK
C      IF (VARINT(2,IP,J) .LE. 0.) GO TO 900
C      F = 1 - (EMPRC(KM,3)/EMPRC(KM,6))
C      SIGXR = SIGXO + (F*SIGXCP)
C      IF (VARINT(1,IP,J) .GE. SIGXR) GO TO 900
C
C***** INSURE MAX STRESS LEVEL NOT VIOLATED
C
C      PHI = PR(11,KM)/57.29577995
C      PPRS2 = VARINT(2,IP,J)/PATM
C      IF (PR(10,KM) .LE. 0.) GO TO 905
C      TOP = 2.*((PR(10,KM)*COS(PHI)) + VARINT(2,IP,J)*SIN(PHI))
C      SDMAX = TOP/(1. - SIN(PHI))
C      GO TO 700
905 CONTINUE
C      DPHI = PR(12,KM)/57.2957795
C      ANG = PHI - DPHI* ALOG10(PPRS2)
C      TOP = 2.*VARINT(2,IP,J)*SIN(ANG)
C      SDMAX = TOP/(1. - SIN(ANG))
700 CONTINUE
C      SDALL = 0.85*SDMAX
C      PPRS1 = PPRS2 + (SDALL/PATM)
C      RKP = PPRS1/PPRS2
C      RKPUSE = RKP
C      PRSMIN = VARINT(2,IP,J)
C      RK1COH = (2.*EMPRC(KM,2)/VARINT(2,IP,J))*(EMPRC(KM,1)**0.5)
C      RK1 = EMPRC(KM,1) + RK1COH
C      GO TO 705
910 CONTINUE
C      RK1COH = (2.*EMPRC(KM,2)/SIG3)*(EMPRC(KM,1)**0.5)
C      RK1 = EMPRC(KM,1) + RK1COH
C      PRSMIN = SIG3
705 CONTINUE
C      IF (RK1 .GT. 0.0 .AND. RK1 .LT. RKP) RKPUSE = RK1
C
C      PSI = (((RKPUSE - 1.)/(RKPUSE + 1.))**2)**0.25
C
C      AA = PSI - 0.25
C      BB = ((2.*PSI) + 0.5)*VARINT(2,IP,J)
C      CC = (AA*(VARINT(2,IP,J)**2))-(VARINT(4,IP,J)**2)
C      BBB = (BB**2) - (4.*AA*CC)

```

```

IF (BBB .LE. 0.0) BBB = 0.0
XMAXR = -(BB + (BBB**0.5))/(2.*AA)
C
IF (XMAXR .LT. SIGXR) SIGXR = XMAXR
CP = (VARINT(2,IP,J) + SIGXR)/2.
CM = (VARINT(2,IP,J) - SIGXR)/2.
CR = SQRT((VARINT(4,IP,J)**2) + (CM**2))
SIG3 = CP - CR
TTCHEK = SIG3/PRSMIN
C
IF (TTCHEK .GE. 1.1 .OR. TTCHEK .LE. 0.9) GO TO 910
IF (VARINT(1,IP,J) .GE. SIGXR) GO TO 900
C
DELX(IP) = SIGXR - VARINT(1,IP,J)
ICONT = ICONT + 1
VARINT(1,IP,J) = SIGXR
SIGXC(IP,J) = SIGXC(IP,J) + DELX(IP)
C
900 CONTINUE
RETURN
END

```

```

SUBROUTINE RESIDSGL(J,MNEL,IP,SIGXCP,KM,PATM,ICONT,
+                      SIGXC,DELX,PR,VARINT,NDN,SHFN,ELCOD)
C*****
C      CALCULATE SIG-X PEAK AND SIG-X RESIDUAL WITH E LINEAR
C*****
C      IMPLICIT DOUBLE PRECISION (A-H,O-Z)
C
DIMENSION SIGXC(NIP,NEL),DELX(NIP),PR(NPR,NMT),
+           VARINT(NVRS,NIP,NEL),SHFN(NDN),ELCOD(NDIM,NDN)
C
COMMON /DEVICE/ IR1,IR4,IR5,IW2,IW4,IW6,IW7,IWP,IW9
COMMON/COMPAC/PDEPTH(20,17),PCOMP(20,17),IPROF(20),XPROF(20),
1  INTCOM(50,3),NPSSOFT(10),INBLOCK(10),EMPRC(25,6),NPHUMP(10,10),
2  NBHUMP(10,10),NTHUMP(10),NBOTOM(10),NPASS(10),
3  NNPFC, IDUMMY, NPROFS, NSOFT, ICHEL, NINC, INC2, INCNSOFT
COMMON /MP92/NN,NEL,NDF,MXDF,NTPE,NIP,NVRS,NVRN,NDIM,MUMAX,NDZ,
+  IFRZ,NNZ,NDMX,NPMX,NS,NB,NL,NPR,NMT,NPT,NSP,NPL,MDFE,KES,NVPN
C
CP = (VARINT(1,IP,J) + VARINT(2,IP,J))/2.
CM = (VARINT(1,IP,J) - VARINT(2,IP,J))/2.
CR = SQRT((VARINT(4,IP,J)**2)+(CM**2))
SIG1 = CP + CR
SIG3 = CP - CR
C
SIGXO = VARINT(1,IP,J) - SIGXC(IP,J)
SIGXP = SIGXO + SIGXCP
SPEAK = VARINT(1,IP,J) + SIGXCP*(EMPRC(KM,5)/EMPRC(KM,6))
IF (SPEAK .GT. SIGXP) SIGXP = SPEAK
IF (VARINT(2,IP,J) .LE. 0.) GO TO 900
F = 1 - (EMPRC(KM,3)/EMPRC(KM,6))
SIGXR = SIGXO + (F*SIGXCP)
IF (VARINT(1,IP,J) .GE. SIGXR) GO TO 900

```

```

C
C**** INSURE MAX STRESS LEVEL NOT VIOLATED
C
      PPRS2 = VARINT(2,IP,J)/PATM
      YY = 0.
C
      DO 400 IN = 1, NDN
      YY = YY + SHFN(IN)*ELCOD(2,IN)
 400 CONTINUE
C
      YO = PR(2,KM)
      CO = PR(10,KM)
      XMC = PR(11,KM)
      LINVAR = PR(12,KM)
C
      IF (LINVAR .EQ. 200) GO TO 905
      IF (LINVAR .EQ. 100) GO TO 904
      WRITE(6,600)
 600 FORMAT(/,'LINVAR .LT. 100 NA RESIDSGL')
      STOP
 904 CONTINUE
      C = CO + XMC*(YO - YY)
      GO TO 700
 905 CONTINUE
      C = CO + XMC*SIG3
 700 CONTINUE
      SDMAX = 2.*C
      SDALL = 0.85*SDMAX
      PPRS1 = PPRS2 + (SDALL/PATM)
      RKP = PPRS1/PPRS2
      RKPUSE = RKP
      PRSMIN = VARINT(2,IP,J)
      RK1COH = (2.*(0.8*C)/VARINT(2,IP,J))*(EMPRC(KM,1)**0.5)
      RK1 = EMPRC(KM,1) + RK1COH
      GO TO 705
 910 CONTINUE
      RK1COH = (2.*(0.8*C)/SIG3)*(EMPRC(KM,1)**0.5)
      RK1 = EMPRC(KM,1) + RK1COH
      PRSMIN = SIG3
 705 CONTINUE
      IF (RK1 .GT. 0.0 .AND. RK1 .LT. RKP) RKPUSE = RK1
C
      PSI = (((RKPUSE - 1.)/(RKPUSE + 1.))**2)*0.25
C
      AA = PSI - 0.25
      BB = ((2.*PSI) + 0.5)*VARINT(2,IP,J)
      CC = (AA*(VARINT(2,IP,J)**2))-(VARINT(4,IP,J)**2)
      BBB = (BB**2) - (4.*AA*CC)
      IF (BBB .LE. 0.0) BBB = 0.0
      XMAXR = -(BB + (BBB**0.5))/(2.*AA)
C
      IF (XMAXR .LT. SIGXR) SIGXR = XMAXR
      CP = (VARINT(2,IP,J) + SIGXR)/2.
      CM = (VARINT(2,IP,J) - SIGXR)/2.
      CR = SQRT((VARINT(4,IP,J)**2) + (CM**2))
      SIG3 = CP - CR
      TTCHK = SIG3/PRSMIN
C

```

```

IF (TTCHEK .GE. 1.1 .OR. TTCHEK .LE. 0.9) GO TO 910
IF (VARINT(1,IP,J) .GE. SIGXR) GO TO 900

```

```

C      DELX(IP) = SIGXR - VARINT(1,IP,J)
ICONT = ICONT + 1
VARINT(1,IP,J) = SIGXR
SIGXC(IP,J) = SIGXC(IP,J) + DELX(IP)

```

```

C      900 CONTINUE
      RETURN
      END

```

```

SUBROUTINE SOFTIP(J,MNEL,IP,XX,YY,XYZ,IPSOFT,DEPTH,YTOPINC,
+                      SIGXCP,PR,KM)

```

```

C ****
C      DETERMINE WHETHER ABOVE OR BELOW SOFTENED SURFACE ARE INT. POINTS
C ****

```

```

C      IMPLICIT DOUBLE PRECISION (A-H,O-Z)

```

```

C      DIMENSION XYZ(NDIM,NN),IPSOFT(NIP,NEL),PR(NPR,NMT)

```

```

C      COMMON /DEVICE/ IR1,IR4,IR5,IW2,IW4,IW6,IW7,IWP,IW9
C      COMMON/COMPAC/PDEPTH(20,17),PCOMP(20,17),IPROF(20),XPROF(20),
1      INTCOM(50,3),NPSSOFT(10),INBLOCK(10),EMPRC(25,6),NPHUMP(10,10),
2      NBHUMP(10,10),NTHUMP(10),NBOTOM(10),NPASS(10),
3      NNPFC,IDLUMMY,NPROFS,NSOFT,ICHEL,NINC,INC2,INCSSOFT
C      COMMON /MP92/NN,NEL,NDF,MXDF,NTPE,NIP,NVRS,NVRN,NDIM,MUMAX,NDZ,
+      IFRZ,NNZ,NDMX,NPMX,NS,NB,NL,NPR,NMT,NPT,NSP,NPL,MDFE,KES,NVPN

```

```

C      IF (DEPTH .LE. 0.) GO TO 920

```

```

C      IF (NSOFT .GT. 0) GO TO 900
C      IF (NSOFT .LT. 0) GO TO 930
      WRITE (6,600)

```

```

600 FORMAT(/,'NSOFT .EQ. 0 NA SOFTIP')
      STOP

```

```

930 CONTINUE

```

```

      HSOFT = SIGXCP/EMPRC(KM,6)/PR(8,KM)
      YSOFT = YTOPINC - HSOFT
      GO TO 700

```

```

900 CONTINUE

```

```

      JS = NPSSOFT(1)
      IF (NSOFT .EQ. 1) GO TO 905
      IF (XX .LE. XYZ(1,JS)) GO TO 910

```

```

C      DO 400 JC = 2, NSOFT
      JS = NPSSOFT(JC)

```

```

      IF(ABS(XX - XYZ(1,JS)) .LE. 1.E-17) GO TO 910
      IF(XX .LT. XYZ(1,JS)) GO TO 915

```

```

400 CONTINUE

```

```

C      JS = NPSSOFT(NSOFT)
      YSOFT = XYZ(2,JS)
      GO TO 700

```

```

915 CONTINUE
    JC1 = JC - 1
    JS1 = NPSOFT(JC1)
    DIST = XX - XYZ(1,JS1)
    YSOFT = XYZ(2,JS1) + (DIST/(XYZ(1,JS) - XYZ(1,JS1)))*
    *      (XYZ(2,JS) - XYZ(2,JS1))
    GO TO 700
910 CONTINUE
    YSOFT = XYZ(2,JS)
    GO TO 700
905 CONTINUE
    YSOFT = XYZ(2,JS)
700 CONTINUE
    IF (YY .LT. YSOFT) GO TO 925
C
C-----
C      ABOVE SOFTENED SURFACE
C-----
C
920 CONTINUE
    IPSOFT(IP,J) = 1
C
    GO TO 705
C
C-----  

C      BELOW SOFTENED SURFACE
C-----  

C
925 CONTINUE
    IPSOFT(IP,J) = 0
C
705 CONTINUE
    RETURN
    END

SUBROUTINE VIRGINSG(J,MNEL,IP,XX,YY,DEPTH,SIGXCP)
C
C*****DETERMINE PEAK VIRGIN SIG-XC (DELTA-SIG-XP FOR VIRGIN SOIL)
C*****IMPLICIT DOUBLE PRECISION (A-H,O-Z)
C
COMMON /DEVICE/ IR1,IR4,IR5,IW2,IW4,IW6,IW7,IWF,IW9
COMMON/COMPAC/PDEPTH(20,17),PCOMP(20,17),IPROF(20),XPROF(20),
1 INTCOM(50,3),NPSOFT(10),INBLOCK(10),EMPRC(25,6),NPHUMP(10,10),
2 NBHUMP(10,10),NTHUMP(10),NBOTOM(10),NPASS(10),
3 NNPFC, IDUMMY,NPROFS,NSOFT,ICHEL,NINC,INC2,INCsoft
COMMON /MP92/NN,NEL,NDF,MXDF,NTPE,NIP,NVRS,NVRN,NDIM,MUMAX,NDZ,
+ IFRZ,NNZ,NDMX,NPMX,NS,NB,NL,NPR,NMT,NPT,NSP,NPL,MDFE,KES,NVPN
COMMON /SECOM/ NSEM,XSEM(20),YSEM(20)
C
    IF (NSEM .EQ. 0) GO TO 940
C
    DO 410 ISEM = 2, NSEM
    IF (XX .GE. XSEM(ISEM - 1) .AND. XX .LE. XSEM(ISEM)) GO TO 935

```

```

410 CONTINUE
C
      WRITE(*,600)
600 FORMAT(/1X,'*** - ERROR - CHECK WITHOUT COMPACTION REFERENCE',
+           /1X,'POINTS NUMBER AND COORDINATES (ROUTINE VIRGINSG)')
      STOP
935 CONTINUE
      HSEM = YSEM(ISEM - 1) + (XX - XSEM(ISEM - 1))*  

*          (YSEM(ISEM) - YSEM(ISEM - 1))/(XSEM(ISEM) - XSEM(ISEM - 1))
      IF (YY .GT. HSEM) GO TO 940
      SIGXCP = 0.
      GO TO 925
940 CONTINUE
      ICOUNT = -1
      I = 1
      IF (XX .LE. XPROF(I)) GO TO 900
      I = NPROFS
      IF (XX .GE. XPROF(I)) GO TO 900
C
      DO 400 I = 2, NPROFS
      IF (XX .GE. XPROF(I)) GO TO 900
      IF (XX .LT. XPROF(I)) GO TO 905
400 CONTINUE
C
      GO TO 900
905 CONTINUE
      I1 = I - 1
      IJ = IPROF(I1)
      ICOUNT = 0
      GO TO 700
930 CONTINUE
      SIGXC1 = SIGXCP
      ICOUNT = 1
900 CONTINUE
      IJ = IPROF(I)
700 CONTINUE
      K = 1
      IF(ABS(DEPTH - PDEPTH(IJ,K)) .LE. 1.E-17) GO TO 910
C
      DO 405 K = 2, 16
      IF(ABS(DEPTH - PDEPTH(IJ,K)) .LE. 1.E-17) GO TO 910
      IF(DEPTH .LT. PDEPTH(IJ,K)) GO TO 915
405 CONTINUE
C
      SIGXCP = PCOMP(IJ,K)
      GO TO 705
915 CONTINUE
      K1 = K - 1
      DIST = DEPTH - PDEPTH(IJ,K1)
      BOTTM = PDEPTH(IJ,K) - PDEPTH(IJ,K1)
      SIGXCP = PCOMP(IJ,K1) + (DIST/BOTTM)*(PCOMP(IJ,K) - PCOMP(IJ,K1))
      GO TO 705
910 CONTINUE
      SIGXCP = PCOMP(IJ,K)
705 CONTINUE
      IF (ICOUNT) 925,930,920
920 CONTINUE
      SIGXC2 = SIGXCP

```

```
DFACTR = (XX - XPROF(I1))/(XPROF(I) - XPROF(I1))  
SIGXC1 = SIGXC1 + (DFACTR*(SIGXC2 - SIGXC1))
```

```
925 CONTINUE
```

```
C
```

```
RETURN
```

```
END
```

ANEXO C

**MANUAL DE ENTRADA DE DADOS DO CRISP92-SC
PARA A SIMULAÇÃO DA COMPACTAÇÃO
(Extensão do arquivo: MPC)**

I) Dados referentes aos blocos (camadas)

1. Dados de controle dos blocos. Um cartão para cada bloco (max. = 10 blocos).

- | | |
|--------------------------|---|
| 1-5 NBLOCK - | - número do bloco. |
| 6-10 INBLOCK(NBLOCK) | - 0 para escavação, 1 para deposição, e 2 para deposição mais compactação. |
| 11-15 NPASS(NBLOCK) | - número de passadas do rolo compactador no bloco. (Caso não utilizar a compactação fazer NPASS(NBLOCK) = 0. Caso utilizar a profundidade de amolecimento fazer NPASS(NBLOCK) = 1). |

Nota: Para análises que não levem em consideração a compactação omitir os restantes itens.

2. Propriedades do solo no estado compactado

a) Número de solos

- 1-5 NMSC - número de solos no estado compactado (max. = 16).

b) Parâmetros dos solos no estado compactado. Um cartão para cada solo

- | | |
|-----------------------|--|
| 1-5 MSC | - número do solo no estado compactado. |
| 6-15 EMPRC(MSC,1) | - $K_{I,\phi',b}$ |
| 16-25 EMPRC(MSC,2) | - c'_b |
| 26-35 EMPRC(MSC,3) | - K_2 |
| 36-45 EMPRC(MSC,4) | - F |
| 46-55 EMPRC(MSC,5) | - K_3 |
| 56-65 EMPRC(MSC,6) | - K_o |

3. Curvas de tensão lateral de pico induzida pela compactação virgem

a) Número de curvas

1-5 NPROF - número de curvas de tensão lateral de pico a serem lidas
(max. = 20).

Dois cartões (**b**) e **c))** para cada curva

b) Cartões de controle das curvas

1-5 N - número da curva (em seqüência ascendente).
6-10 NPOINT - número de pontos da curva N (max. = 16).

c) Tensão lateral de pico induzida pela compactação virgem

| | |
|-------------------|---|
| 1-10 PDEPTH(N,1) | - profundidade do primeiro ponto |
| 11-20 PCOMP(N,1) | - tensão lateral de pico induzida pela compactação virgem no primeiro ponto |
| 21-30 PDEPTH(N,2) | - profundidade do segundo ponto |
| 31-40 PCOMP(N,2) | - tensão lateral de pico induzida pela compactação virgem no segundo ponto |
| 41-50 etc. | |

Nota: Para cada curva, o primeiro ponto tem que corresponder à profundidade igual a zero.

II) Dados referentes aos incrementos (é feita a leitura para cada camada, max. = 10)

a) Pontos nodais da nova camada. Dois cartões para cada camada

| | |
|---------------------|---|
| 1-5 LN | - número da nova camada em ordem crescente. |
| 6-10 NPHUMP(LN,1) | - primeiro ponto nodal superior (do topo) da nova camada. |
| 11-15 NPHUMP(LN,2) | - segundo ponto nodal superior (do topo) da nova camada. |
| 16-20 etc. | |
| 51-55 NPHUMP(LN,10) | - décimo ponto nodal superior (do topo) da nova camada. |
| 6-10 NBHUMP(LN,1) | - primeiro ponto nodal inferior (da base) da nova camada. |
| 11-15 NBHUMP(LN,2) | - segundo ponto nodal inferior (da base) da nova camada. |

16-20 etc.

51-55 NBHUMP(LN,10) - décimo ponto nodal inferior (da base) da nova camada.

Nota: Preencher de zeros os campos não utilizados.

b) Dados de controle dos incrementos

- 1-5 N - número do incremento de compactação em ordem crescente.
- 6-10 NPROFS - número de localizações das curvas de tensões laterais de pico induzidas pela compactação virgem (max. = 20).
- 11-15 NNPFC - número de pares de pontos para designar as forças equivalentes às tensões residuais (max. = 50).
- 16-20 NSOFT - número de pontos nodais para especificar a profundidade de amolecimento (max. = 10). Fazer NSOFT = -1 para utilizar a equação (C.1). Caso considerar o número de passadas do rolo compactador, fazer NSOFT = 0.

$$h = \frac{\Delta\sigma_{x,vc,p}}{K_o \cdot \gamma} \quad C.1$$

onde: h = profundidade de amolecimento,

$\Delta\sigma_{x,vc,p}$ = tensão horizontal de pico induzida pela compactação,

K_o = coeficiente de empuxo no repouso,

γ = peso específico.

c) Curvas de tensão de pico induzida pela compactação virgem designadas a cada nova camada. Número de cartões igual a NPROFS.

- 1-5 IPROF(1) - número da primeira curva de tensão lateral de pico induzida pela compactação virgem.
- 6-15 XPROF(1) - coordenada x desta primeira curva
- 16-20 etc.

d) Pontos nodais para designar as forças equivalentes às tensões residuais. Número de cartões igual a NNPFC.

- 1-5 INTCOM(N,1) - número do elemento de solo.
- 6-10 INTCOM(N,2) - primeiro ponto nodal (nó i).
- 11-15 INTCOM(N,3) - segundo ponto nodal (nó j).

Nota: Na fig.C.1, mostra-se a localização dos pontos nodais i e j

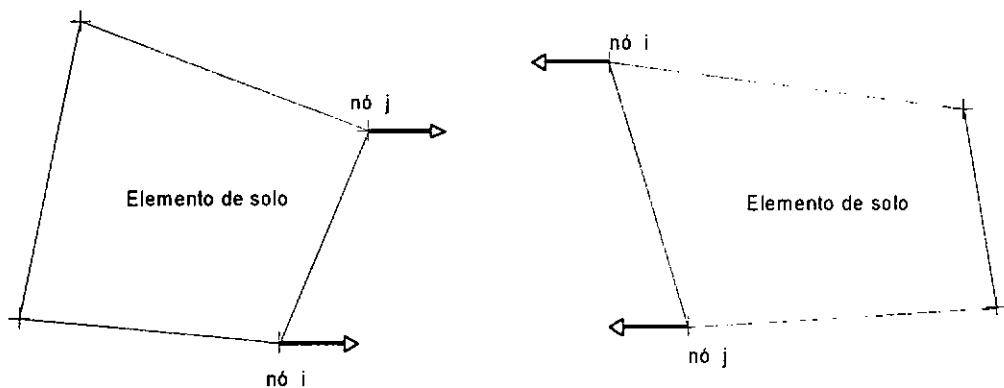


Fig. C.1 - Direção convencional das forças nodais induzidas pela compactação

- e) Pontos nodais que definem a profundidade de amolecimento. Caso considerar o número de passadas do rolo compactador (NSOFT = 0) ou utilizar a equação C.1 (NSOFT = -1), omitir este item.

- 1-5 NPSOFT(1) - número do primeiro ponto nodal.
- 6-10 NPSOFT(2) - número do segundo ponto nodal.
- 11-15 etc.

ANEXO D

ENTRADA DE DADOS PARA O CÁLCULO ALTERNATIVO DAS TENSÕES IN SITU E ANISOTROPIA NO CRISP92-SC (EXTENSÃO DO ARQUIVO: TOP)

1. Cartão de controle

- 1-10 PATM - Pressão atmosférica.
 11-20 NMAT - Número de materiais (max. = 10).
 21-30 NTOP - Número de pontos que definem a superfície superior do solo de fundação (max. = 20).

2. Parâmetros dos materiais (auxiliares).

Um cartão para cada material

- 1-5 KMAT - número do tipo de material.
 6-15 XK0(KMAT) - K_0 .
 16-25 XPOIS(KMAT) - ν . Caso XPOIS(KMAT) = 0 o CRISP92-SC calcula o coeficiente de Poisson utilizando o módulo de Young E_t e o módulo volumétrico B através da seguinte equação:

$$\nu = \frac{3.B - E_t}{6.B} \quad (D.1)$$

- 26-35 RE(KMAT) - relação entre os módulos de elasticidade nas direções horizontal e vertical.
 36-45 RP(KMAT) - relação entre os coeficientes de Poisson nas direções horizontal e vertical.
 46-55 RG(KMAT) - relação entre o módulo de elasticidade transversal e o módulo de elasticidade na direção vertical.

3. Coordenadas dos pontos que definem a superfície superior do solo de fundação.

Um cartão para cada ponto

- 1-10 XTOP(1) - Coordenada x do primeiro ponto.
 11-20 YTOP(1) - Coordenada y do primeiro ponto.

1-10 XTOP(2) - Coordenada x do segundo ponto.
11-20 YTOP(2) - Coordenada y do segundo ponto.
1-10 XTOP(3) - Coordenada x do terceiro ponto.
11-20 YTOP(3) - Coordenada y do terceiro ponto.
1-10 etc.

Nota: Caso R_f (relação de ruptura) ser igual a zero, não é lido este arquivo.

ANEXO E

ENTRADA DE DADOS PARA A ZERAGEM DOS DESLOCAMENTOS DO TOPO DA CAMADA LANÇADA NO CRISP92-SC (EXTENSÃO DO ARQUIVO: ZER)

1. Cartão de controle

1-10 NZER - Número de pontos que definem o topo da camada lançada
(max. = 20).

2. Coordenadas dos pontos que definem o topo da camada lançada

Um cartão para cada ponto

| | |
|---------------|-----------------------------------|
| 1-10 XTOP(1) | - Coordenada x do primeiro ponto. |
| 11-20 YTOP(1) | - Coordenada y do primeiro ponto. |
| 1-10 XTOP(2) | - Coordenada x do segundo ponto. |
| 11-20 YTOP(2) | - Coordenada y do segundo ponto. |
| 1-10 etc. | |

Nota: Para cada camada lançada, repetem-se esses dados.

ANEXO F

ENTRADA DE DADOS PARA O CÁLCULO DAS TENSÕES INDUZIDAS PELA COMPACTAÇÃO IN SITU NO CRISP92-SC (EXTENSÃO DO ARQUIVO: ISC)

1. Cartão de controle

- 1-10 NMAT- Número de materiais (max. = 10).
 11-20 NISC - Número de pontos que definem a superfície superior do solo de fundação compactada (max. = 20).

2. Parâmetros dos materiais (auxiliares).

Um cartão para cada material

- | | | |
|-------|------------|-------------------------------|
| 1-5 | KMAT | - número do tipo de material. |
| 6-15 | XK1(KMAT) | - K_1 |
| 16-25 | XK2(KMAT) | - K_2 |
| 26-35 | SHR0(KMAT) | - $\sigma'_{h,ro}$ |
| 36-45 | SVR0(KMAT) | - $\sigma'_{v,ro}$ |
| 46-55 | Y0(KMAT) | - y_{ro} |

3. Coordenadas dos pontos que definem a superfície superior do solo de fundação compactada.

Um cartão para cada ponto

- | | | |
|-------|---------|-----------------------------------|
| 1-10 | XISC(1) | - Coordenada x do primeiro ponto. |
| 11-20 | YISC(1) | - Coordenada y do primeiro ponto. |
| 1-10 | XISC(2) | - Coordenada x do segundo ponto. |
| 11-20 | YISC(2) | - Coordenada y do segundo ponto. |
| 1-10 | etc. | |

ANEXO G

PASSOS SEGUIDOS NA IMPLEMENTAÇÃO, NO PROGRAMA CRISP92, DO PROCEDIMENTO PROPOSTO POR SEED E DUNCAN (1986)

A seguir apresentam-se os passos seguidos na implementação do modelo histerético de SEED e DUNCAN (1986) no programa CRISP92.

- 1. Definiram-se os vetores de trabalho**
- 2. Estabeleceu-se a entrada de dados**
- 3. Definiram-se as condições iniciais do problema (tensões in-situ, etc.)**
- 4. Modelou-se o lançamento da camada de solo**
- 5. Para cada ponto de integração do meio analisado estabeleceu-se um novo estado de tensão horizontal em função da tensão de pico induzida pela compactação**
- 6. Determinou-se o valor da tensão horizontal residual devida à compactação**
- 7. Calculou-se a força equivalente à tensão residual**
- 8. Aplicou-se esta força nas fronteiras do meio analisado onde influencia a compactação**
- 9. Verificou-se o novo estado de tensões de cada ponto de integração através do modelo bi-linear histerético**
- 10. Transformaram-se tensões excedentes ao modelo bi-linear em forças e aplicaram-se com o sinal trocado**
- 11. Repetem-se os passos 4. a 10. para o restante das camadas.**