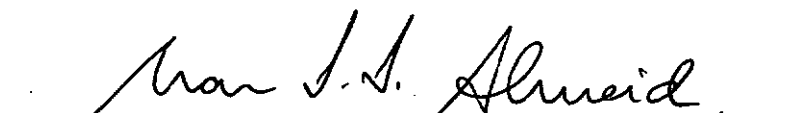


ANÁLISE NUMÉRICA DE ÁTERRO SOBRE SOLO COMPRESSÍVEL
UTILIZANDO AS TEORIAS DE ESTADOS CRÍTICOS E DE
ADENSAMENTO DE BIOT

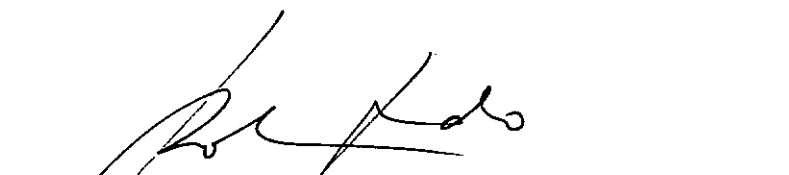
ALEXANDRE DE SOUSA FONTENELLE

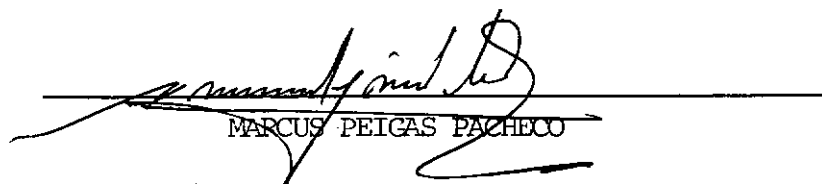
TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE
PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE
JANEIRO, COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO
DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS (M.Sc.) EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:


MÁRCIO DE SOUZA SOARES DE ALMEIDA
(Presidente)


DIRCEU DE ALENCAR VELLOSO


ROBERTO FRANCISCO DE AZEVEDO


MARCUS PEIGAS PACHECO

Rio de Janeiro, RJ - Brasil

Junho - 1987

FONTENELLE, ALEXANDRE DE SOUSA

Análise Numérica de Aterro sobre Solo Compressível Utilizando as Teorias de Estados Críticos e de Adensamento de Biot (Rio de Janeiro) 1987.

XVII , 177 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 1987)

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.

1. Elementos Finitos 2. Adensamento I. COPPE/UFRJ
II. Título (série)

A meus Pais
Bernard e Bernadete e
a meus irmãos
Clôvis e Danielle.

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Márcio de Souza Soares de Almeida, pela amizade e pela orientação e incentivo constantes.

Aos docentes e funcionários do Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ, área de Mecânica dos Solos, pela amizade e ensinamentos recebidos.

Aos docentes do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Ceará (UFC), pelos conhecimentos técnicos transmitidos.

À CAPES, pelo apoio financeiro.

Aos professores participantes da banca examinadora, pela disponibilidade e sugestões apresentadas.

Ao Instituto de Pesquisas Rodoviárias do DNER responsável pelo projeto de alteamento dos Aterros Experimentais I e II, pelo apoio financeiro recebido durante a elaboração da tese.

Aos colegas da COPPE, José Eduardo Mallmann, Romero César Gomes, Nara Wolski, Hugo Laprovítera e Branca Regina, pela amizade e incentivo.

Ao técnico Eduardo Nazarê de Paiva e ao estagiário Eliézio de Oliveira, pelo auxílio na parte computacional da tese.

À datilógrafa Sueli Braga pela competente datilografia.

Ao desenhista Gilmar pela confecção dos desenhos.

RESUMO DA TESE APRESENTADA À COPPE/UFRJ COMO PARTE
DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO
GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS (M.Sc.)

ANÁLISE NUMÉRICA DE ATERRO SOBRE SOLO COMPRESSÍVEL
UTILIZANDO AS TEORIAS DE ESTADOS CRÍTICOS E DE
ADENSAMENTO DE BIOT

ALEXANDRE DE SOUSA FONTENELLE

Junho de 1987

Orientador: Prof. Márcio de Souza Soares de Almeida

Programa: Engenharia Civil

Este trabalho tem por objetivo apresentar o Sistema CRISP implementado no Núcleo de Computação Eletrônica da UFRJ. São abordados alguns temas considerados relevantes no Sistema CRISP, tais como, a teoria dos estados críticos (modelo Cam-clay modificado), a teoria do adensamento acoplado de Biot e a formulação dessa teoria pelo Método dos Elementos Finitos.

Visando comprovar a aplicabilidade prática do Sistema implementado, utiliza-se o mesmo na análise do Aterro Experimental I do IPR/DNER, construído sobre a argila mole de Sarapuã. Apresenta-se uma descrição das características geotécnicas do depósito de argila mole e dos parâmetros utilizados nas análises, assim como a geometria do aterro, sua sequência construtiva e a instrumentação utilizada.

São realizadas análises não-drenada e de adensamento para comparação dos resultados de deslocamentos e de poro pressões com valores medidos e valores calculados por outras análises numéricas. Obtem-se boa concordância para deslocamentos, mas menos satisfatória para poro-pressões. Para a avaliação do comportamento do aterro a longo termo, realizam-se também análises drenadas e de adensamento acoplado de longo prazo.

ABSTRACT OF THESIS PRESENTED TO COPPE/UFRJ AS PARCIAL
FULFILLMENT OF THE REQUIREMENTS OF THE DEGREE OF
MASTER OF SCIENCE (M.Sc.)

NUMERICAL ANALYSIS OF AN EMBANKMENT ON SOFT SOIL
BY USE OF THE CRITICAL STATE AND THE BIOT
CONSOLIDATION THEORIES

ALEXANDRE DE SOUSA FONTENELLE

June, 1987

Chairman: Prof. Márcio de Souza Soares de Almeida
Department: Civil Engineering

The purpose of this work is to introduce the CRISP System implemented at the NCE/UFRJ. Some relevant theories used in the CRISP System are described. These are the critical state theory, the Biot coupled consolidation theory and the way these are incorporated in the Finite Element Method.

To test the reliability of the System, this is applied to the analysis of the Trial Embankment I of the IPR/DNER, constructed on the Sarapuí soft clay. The geotechnical features of the soft clay deposit and the parameters adopted in the analysis are described. The embankment geometry, loading sequence and instrumentation are also described.

Undrained and coupled consolidation analysis have been performed and numerical values of displacements and excess pore-pressures are compared with both measured values and results of other analysis. Good agreement for displacements, and fairly good agreement for pore-pressures are obtained. To evaluate the long term behavior of the embankment, a drained and a full coupled consolidation analyses of the embankment have also been carried out.

LISTA DE SÍMBOLOS

SIMBOLOGIA LATINA

- \tilde{B} - matriz deslocamento-deformação
 c' - coesão afetiva
 C_c - coeficiente de compressibilidade
 C_s - coeficiente de expansão
 C_v - coeficiente de adensamento
 \underline{C} - vetor das componentes de tensões normais sujeitas ao princípio das tensões efetivas
 \tilde{D} - matriz tensão-deformação
 e - índice de vazios
 e_{cs} - parâmetro de estado crítico referente ao índice de vazios na linha de estado crítico para a pressão unitária
 e_k - índice de vazios para a pressão unitária na linha de expansão
 e_N - índice de vazios para a pressão unitária na l.a.i.
 e_{vm} - índice de vazios correspondente à tensão de pré-adensamento
 \tilde{E} - matriz derivada das funções de forma das poro-pressões
 E' - módulo de elasticidade linear drenado
 E_u - módulo de elasticidade linear não-drenado
 G - módulo cisalhamento
 G_s - peso específico dos grãos sólidos
 H - altura
 IP - índice de plasticidade
 K - matriz dos coeficientes de permeabilidade
 k - permeabilidade
 K' - módulo de compressibilidade do esqueleto
 K_o - sólido de empuxo no repouso
 K_w - módulo de compressibilidade da água
 L - matriz que relaciona deslocamento e poro-pressões
 \tilde{M} - matriz das funções de forma das poro-pressões
 m_v - módulo de compressibilidade volumétrica
 \tilde{N} - matriz das funções de forma dos deslocamentos
 p, p' - invariantes de tensões normal efetiva e total dos modelos de estados críticos
 p'_c - pressão de pré-adensamento na l.a.i. nos modelos de estados críticos.

- q, q' - invariantes de tensões cisalhantes dos modelos de estados críticos
 S_u - resistência não drenada
 U - grau de adensamento
 w - umidade
 w_l - limite de liquidez
 w_p - limite de plasticidade
 Z - profundidade

SIMBOLOGIA GREGA

- α - terceiro invariante de tensões
 γ_{oct} - deformação octaédrica cisalhante
 γ - peso específico natural do solo
 γ_w - peso específico da água
 δ - deslocamento
 Δb - vetor de forças de volume
 ΔT - vetor de forças atuantes na fronteira
 $\Delta \delta$ - vetor de incremento de deslocamento
 $\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3$ - deformações principais (maior, intermediária e menor)
 ϵ_{oct} - deformação octaédrica normal
 γ_{oct} - deformação octaédrica cisalhante
 ϵ_s - invariante de deformação cisalhante
 ϵ_v - invariante de deformação volumétrica
 η - relação q/p'
 κ - inclinação da reta de expansão no plano $\ln p' \times e$
 λ - inclinação da l.e.c. no plano $\ln p' \times e$
 ν - coeficiente de Poisson
 M - parâmetro de estado crítico que indica a inclinação da l.e.c.
 M_c - M em ensaios de compressão
 M_e - M em ensaios de extensão
 ρ_0 - recalque inicial
 ρ_t - recalque no tempo t
 ρ_∞ - recalque no tempo infinito
 $\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$ - tensões principais efetivas (maior, intermediária e menor)

- σ'_n - tensão horizontal in-situ efetiva
- σ'_v - tensão vertical in-situ efetiva
- σ'_{vm} - tensão de pré-adensamento
- σ'_{oct} - tensão normal octaédrica efetiva
- τ'_{oct} - tensão desviatória vertical
- ϕ' - ângulo de atrito efetivo
- ϕ'_c - ângulo de atrito do solo no estado crítico em ensaio de compressão
- ϕ'_e - ângulo de atrito do solo no estado crítico em ensaio de extensão
- ψ_n - vetor de poro-pressões no início de incremento n

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO II

Fig. II.1 - Propriedades Geotécnicas da Argila do Rio de Janeiro	06
Fig. II.2 - Geometria do Aterro Experimental I	09
Fig. II.3 - Evolução das seções do Aterro com o tempo ..	10
Fig. II.4 - Perfil da instrumentação utilizada	11

CAPÍTULO III

Fig. III.1 - Representação dos parâmetros dos modelos de estados críticos	20
Fig. III.2 - A linha de estado crítico no espaço $p' \times q \times e$	21
Fig. III.3 - Os modelos Cam-clay (a) Original e (b) Modificado	23
Fig. III.4 - A Superfície de Fronteira (escoamento) formada por junção das curvas de escoamento	24
Fig. III.5 - Estabilidade e Instabilidade do Solo	25
Fig. III.6 - Disposição da Região Frontal	36

CAPÍTULO IV

Fig. IV.1 - Estruturação do Sistema CRISP Implementado no Burroughs B-6800	44
Fig. IV.2 - O Diagrama de Fluxo do Programa GCRISP	46
Fig. IV.3 - Os Diferentes Tipos de Elementos Disponíveis no Sistema CRISP	51
Fig. IV.4 - O Diagrama de Fluxo do Programa MCRISP	53
Fig. IV.5 - O Mecanismo de Reinício da Análise	62

CAPÍTULO V

Fig. V.1 - Estimativa do e_{CS} a partir dos ensaios oedométricos	68
Fig. V.2 - Valores de G em relação à profundidade	74
Fig. V.3 - C_v em relação à profundidade	80

Fig. V.4	- m_v em relação à profundidade	81
Fig. V.5	- K_v em relação à profundidade	82

CAPÍTULO VI

Fig. VI.1	- A malha e as condições de fronteira	103
Fig. VI.2	- As tensões in-situ	104
Fig. VI.3	- Deslocamentos horizontais (2. ^a camada)	105
Fig. VI.4	- Deslocamentos horizontais (4. ^a camada)	105
Fig. VI.5	- Deslocamentos horizontais (6. ^a camada)	106
Fig. VI.6	- Deslocamentos horizontais na base do aterro (2. ^a camada)	107
Fig. VI.7	- Deslocamentos horizontais na base do aterro (4. ^a camada)	107
Fig. VI.8	- Deslocamentos horizontais na base do aterro (6. ^a camada)	108
Fig. VI.9	- Evolução dos deslocamentos horizontais no pé do aterro	109
Fig. VI.10	- Deslocamentos verticais na base do aterro (2. ^a camada)	110
Fig. VI.11	- Deslocamentos verticais na base do aterro (4. ^a camada)	110
Fig. VI.12	- Deslocamentos verticais na base do aterro (6. ^a camada)	111
Fig. VI.13	- Os deslocamentos verticais na base do aterro na análise drenada para as seis camadas	112
Fig. VI.14	- Evolução dos recalques com o tempo para duas placas de recalques	113
Fig. VI.15	- Poro-pressões calculadas e medidas nos piezô- metros P2, P4 e P5	114
Fig. VI.16	- Distribuição errática de poro-pressões	114a
Fig. VI.17	- Distribuição errática de poro-pressões obti- da para tempo inicial curto	115
Fig. VI.18	- Isôcronas de poro-pressões da análise AL ...	116
Fig. VI.19	- Excesso de poro-pressões para duas seções na fundação do aterro	117
Fig. VI.20	- As trajetórias de tensões totais e efetivas para o ponto 64-4	118

Fig. VI.21 - As trajetórias de tensões totais e efetivas para o ponto 20	119
Fig. VI.22 - As trajetórias de tensões totais e efetivas para o ponto 54-4	120

APÊNDICE IV

Fig. A.IV.1- A malha de elementos finitos utilizada	150
Fig. A.IV.2- Curvas tensão-deformação de análises drenadas	153
Fig. A.IV.3- Curvas tensão-deformação de análises drenadas	154
Fig. A.IV.4- Curvas tensão-deformação de análises não-drenadas	155
Fig. A.IV.5- Curvas tensão-deformação de análises não-drenadas	156
Fig. A.IV.6- Curvas p' x q de ensaios drenados	157
Fig. A.IV.7- Curvas p' x q de ensaios não-drenados	158

APÊNDICE V

Fig. A.V.1 - A malha e as condições de fronteira utilizadas	162
Fig. A.V.2 - Evolução das poro-pressões no eixo de simetria para $z/a = 1,0$ e $z/a = 1,5$	163
Fig. A.V.3 - Evolução das poro-pressões em relação à distância lateral para $z/a = 0,5$ com superfície de drenagem livre	164
Fig. A.V.4 - Isócronas de poro-pressões com a profundidade	165
Fig. A.V.5 - Isócronas de poro-pressões com superfície impermeável	166
Fig. A.V.6 - Isócronas de poro-pressões com superfície drenante	166

ÍNDICE

CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO	01
I.1 - Objetivos	01
I.2 - Estrutura da Dissertação	03
CAPÍTULO II - DESCRIÇÃO GERAL DO ATERRO EXPERIMENTAL I .	
II.1 - Introdução	05
II.2 - Descrição do Depósito de Argila <u>Mo</u> <u>le</u>	05
II.2.1 - Características Básicas ..	05
II.2.2 - Propriedades Geotécnicas .	06
II.2.2.1 - Índices físicos	06
II.2.2.2 - Parâmetros de Resistên- cia	07
II.3 - Descrição do Aterro Experimental I.	08
II.3.1 - Geometria e Construção do Aterro	08
II.3.2 - Instrumentação do Aterro Experimental I	10
CAPÍTULOS III - CONSIDERAÇÕES TEÓRICAS	12
III.1 - Introdução.....	12
III.2 - Tópicos da Teoria de Estado Crí- tico	13
III.2.1 - Considerações Gerais .	13
III.2.2 - Os Invariantes	13
III.2.2.1 - Os Invariantes de Tensões	13
III.2.2.2 - Os Invariantes de <u>De</u> <u>formações</u>	15
III.2.3 - As Trajetórias de Ten- sões	18

III.3 - Considerações sobre as Teorias de Adensamento Multi-Dimensionais	26
III.4 - A Análise de Adensamento pelo Método dos Elementos Finitos ..	28
III.5 - Considerações quanto à Escolha dos Elementos e dos Intervalos de Tempo de cada Incremento na Análise de Adensamento.	32
III.6 - O Método Frontal de Solução de Equações no Método dos Elementos Finitos	35
III.6.1 - Considerações Gerais .	35
III.6.2 - A solução frontal no Sistema CRISP	36
III.7 - Considerações Finais	38
 CAPÍTULO IV - DESCRIÇÃO DO SISTEMA CRISP IMPLEMENTADO NO COMPUTADOR BURROUGHS B-6800	 39
IV.1 - Introdução	39
IV.2 - Histórico	
IV.3 - Versatilidade do Sistema CRISP implementado	41
IV.4 - Descrição do Sistema CRISP implementado no Computador Burroughs B-6800	42
IV.4.1 - Considerações Gerais	42
IV.4.2 - O Programa GCRISP da Geometria da Malha de Elementos Finitos	44
IV.4.3 - Resumo do Programa GCRISP.	45
IV.4.4 - Os Tipos de Elementos Finitos utilizados no Sistema CRISP	49
IV.4.5 - O Programa MCRISP da análise Propriamente Dita do Problema	52

IV.4.6 - Resumo do Programa MCRISP	52
IV.4.7 - O Mecanismo de Parada e Reinício da Análise ..	61
IV.4.8 - O Programa PCRISP para "Plotar" a Análise ...	63
IV.5 - Considerações Finais	64
 CAPÍTULO V - DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE ESTADO CRÍTICO PARA A ARGILA DO RIO DE JANEIRO	 65
V.1 - Introdução	65
V.2 - Reavaliação dos Parâmetros de Estado Crítico utilizados nas Análises Numéricas	66
V.2.1 - O Parâmetro λ	66
V.2.2 - O Parâmetro κ	67
V.2.3 - O Parâmetro e_{cs}	67
V.2.4 - O Parâmetro M	69
V.2.5 - O Módulo de Cisalhamento G	72
V.2.6 - Os Coeficientes de Permeabilidade k_h e k_v	76
V.3 - Resumo dos Parâmetros de Estado Crítico para a Argila do Rio de Janeiro adotados nas Análises deste Trabalho	78
 CAPÍTULO VI - ANÁLISES REALIZADAS E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	 83
VI.1 - Introdução	83
VI.2 - A Malha de Elementos Finitos	84
VI.3 - Modelos Constitutivos Adotados	85
VI.4 - O Estado de Tensões In-Situ adotado para o Solo de Fundação	85

VI.5 - Análises Realizadas	86
VI.5.1 - As Análises Drenadas e não drenadas	86
VI.5.2 - As Análises de Adensamento Acoplado de Biot a Curto e Longo Prazos	88
VI.5.2.1 - A análise de adensamento acoplado a curto prazo.	88
VI.5.2.2.- A análise de adensamento acoplado a longo prazo.	90
VI.5.3 - Comparação dos Custos das Análises Realizadas ..	90
VI.6 - Discussão dos Resultados	92
VI.6.1 - Resultados Obtidos	92
VI.6.2 - Discussão dos Resultados propriamente Dita.....	92
VI.6.2.1 - Os deslocamentos horizontais	92
VI.6.2.2 - Os deslocamentos verticais	93
VI.6.2.3 - As poro-pressões	94
VI.6.2.4 - O grau de adensamento ..	96
VI.6.2.5 - As trajetórias de tensões	98
VI.6.3 - Comparação com os Resultados das Análises de ALMEIDA [³]	100
VI.7 - Considerações Finais	101
 CAPÍTULO VII - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	 121
VII.1 - Introdução	121
VII.2 - Conclusões	122
VII.3 - Sugestões para Futuras Pesquisas.	125

APÊNDICE I	127
APÊNDICE II	135
APÊNDICE III	142
APÊNDICE IV	149
APÊNDICE V	159
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	167

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

I.1 OBJETIVOS

A demanda crescente de ocupação do solo nos dias atuais implica na utilização de solos que até há algum tempo eram considerados inviáveis sob o ponto de vista de engenharia. Dentre os quais se insere a utilização de solos de baixa resistência (solo de argila mole, por exemplo) destacando-se os aterros para infra-estruturas de transportes, de zonas industriais, habitacionais ou mesmo barragens de terra. O livro texto de LEROUEIL e outros [⁵²] é uma referência atualizada e completa relativa a aterros sobre solos compressíveis.

Neste contexto, inclui-se a região da Baixada Fluminense, em grande parte composta de solos compressíveis e com enorme potencial de exploração. Tendo em vista atender às necessidades atuais da região, projetos rodoviários, industriais e habitacionais estão sendo requisitados.

No campo de projetos de aterros sobre solos compressíveis, ainda há que se caminhar no sentido de obter melhores previsões de comportamento desse tipo de obra. Seja através da obtenção de melhores parâmetros ou seja, ainda, na adoção de novos modelos que prevejam de forma simples e econômica o comportamento da obra durante a execução e utilização.

O projeto de aterros sobre solos moles envolve dois tipos de análises: as análises de estabilidade e de deformação (ORTIGÃO e ALMEIDA [⁶⁵]). O método dos elementos finitos possibilita a análise completa do campo de deformações e este é o principal objetivo dessa dissertação.

Objetivando diminuir as incertezas concernentes ao comportamento de aterros sobre solos compressíveis, im-

plementou-se o Sistema Computacional CRISP ("Critical State Program") junto ao Computador Burroughs B-6800 do Núcleo de Computação Eletrônica da Universidade Federal do Rio de Janeiro (NCE/UFRJ).

O Sistema CRISP, que utiliza o Método dos Elementos Finitos na linguagem FORTRAN IV, foi inicialmente desenvolvido no Departamento de Engenharia Civil da Cambridge University na Grã-Bretanha no ano de 1973 e apresenta como principal versatilidade a incorporação da teoria dos estados críticos. A teoria do estado crítico teve seu início no Grupo de Cambridge ainda na década de 50, mas foi nos últimos anos que esta tem encontrado grande aceitabilidade na prática de engenharia, principalmente devida à disponibilidade cada vez maior dos computadores de grande porte.

Para a verificação do Sistema CRISP implementado, realizaram-se análises drenada não drenada e de adensamento acoplado de Biot para a verificação da deformabilidade (verificação de deslocamentos e excesso de poro-pressões) do Aterro Experimental I do IPR/DNER (ORTIGÃO [64]) construído em novembro de 1977, na Baixada Fluminense próximo ao Canal de Sarapuí. Os valores calculados são comparados com os resultados obtidos em campo pela instrumentação e pelos resultados do programa FEECON de análise não drenada obtidos por ORTIGÃO [64] .

Salienta-se que este mesmo aterro já foi modelado pelo programa CRISP na Universidade de Cambridge por ALMEIDA [3] . As análises aqui apresentadas tiveram por fim verificar a implementação realizada, fazendo-se ajustes nos parâmetros de entrada e na malha de elementos finitos utilizada.

O Sistema CRISP implementado é capaz ainda de outras aplicações no campo da geotecnia como, por exemplo, análises de escavações e túneis. É possível também realizar análises tridimensionais, ainda que estas sejam menos comuns em termos práticos do que as análises bi-dimensionais de deformação plana e axi-simétrica.

I.2 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

No Capítulo II é apresentada a descrição do Aterro Experimental I, incluindo sua geometria, construção e instrumentação utilizada, assim como os aspectos geotécnicos do depósito de argila mole da Baixa Fluminense.

No Capítulo III são abordados os temas teóricos considerados relevantes no Sistema CRISP, tais como: a teoria de estados críticos, a formulação matemática da teoria do adensamento de Biot, a modelagem dessa teoria pelo Métodos dos Elementos Finitos e a metodologia utilizada no Sistema CRISP para a teoria do adensamento acoplado de Biot.

No Capítulo IV é apresentado um histórico do Sistema CRISP e sua versatilidade, a forma na qual foi implementado, incluindo-se considerações básicas sobre os principais programas envolvidos: o programa de Geometria da Malha (GCRISP), o da análise propriamente dita (MCRISP) e o que conduz os resultados para o registrador gráfico - "PLOTTER" (PCRISP). São feitas considerações sobre os tipos de elementos utilizados e o mecanismo de Parada e Reinício da análise utilizado quando se deseja verificar os resultados em algum incremento da análise, ou mesmo, quando se pretende um melhor uso do equipamento disponível. A parte referente ao Capítulo IV foi baseada no livro de BRITTO E GUNN [2⁴] disponível em publicação preliminar e que está para ser publicado no decorrer deste ano.

No Capítulo V são analisados os principais parâmetros envolvidos nos modelos utilizados nas análises: o modelo Cam-Clay modificado para a fundação do aterro, envolvendo os parâmetros M , λ , κ e e_{CS} ; mais um parâmetro elástico, neste trabalho, utilizou-se o módulo de cisalhamento G ; os parâmetros do modelo elástico utilizado na modelação do aterro (parâmetros E' e ν') e os coeficientes de permeabilidade (k_x e k_y) para as análises de adensamento acoplado.

No Capítulo VI são apresentadas as análises rea-

lizadas (drenada, não drenada e de adensamento acoplado), assim como os resultados obtidos e a discussão dos mesmos.

No Capítulo VII são apresentadas as conclusões finais, bem como são apresentadas sugestões visando a aperfeiçoar o Sistema implementado.

São apresentados cinco Apêndices, a saber: apresentação dos arquivos de dados de entrada dos programas GCRISP e MCRISP, descrição das subrotinas dos programas GCRISP e MCRISP, uma análise comparativa com resultados analíticos de ensaios triaxiais e, por último, uma análise de adensamento bi-dimensional comparada com os resultados de SCHIFFMAN e outros [⁷⁴], SMITH & HOBBS [⁸¹] e CORREIA [²⁸].

CAPÍTULO II

DESCRIÇÃO GERAL DO ATERRO EXPERIMENTAL I

II.1 INTRODUÇÃO

Com o fim de pesquisar o depósito de argila mole situado na região da Baixada Fluminense, o Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR) do DNER, em convênio com a COPPE/UFRJ, e a Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC/RJ) decidiu construir 2 aterros-teste e uma escavação experimental. Esse trabalho será restrito ao primeiro aterro, levado à ruptura em dezembro de 1977. Neste capítulo, será feita uma descrição geral do depósito de argila mole, apresentando-se em seguida o aterro experimental, finalizando-se com a instrumentação utilizada.

II.2 DESCRIÇÃO DO DEPÓSITO DE ARGILA MOLE

II.2.1 - Características básicas

O depósito de argila mole abrange uma área em torno de 150 km² na Baixada Fluminense. A espessura do depósito na região do aterro I é da ordem de 11,0m e está sobrejacente a uma camada arenosa de 5,0m de espessura.

O depósito de argila mole é um sedimento flúvio-marinho da era quaternária com idade geológica variando de 6000 a 10000 anos. Os sedimentos argilosos podem ter sido formados em ambiente com subsequente emersão devida a um arqueamento de fundo e variação do nível do mar nos últimos 6000 anos (AMADOR & PONZI [¹¹], citado por COSTA FILHO e outros [²⁹]). A coloração cinza se deve à presença de matéria orgânica, cujo teor aproximado é de 50%. O principal argilo-mineral presente é a caolinita, podendo ser encontrado ainda a illita e a montmorilonita, de acordo com ANTUNES [¹²].

II.2.2 - Propriedades Geotécnicas

II.2.2.1 - Índices físicos

ORTIGÃO [⁶⁴] realizou ensaios de limites sem secagem ao ar, obtendo o índice de plasticidade IP variando de 80% a 90%, com valores de umidade w sempre superiores ao limite de liquidez w_L (ver figura II.1(a)). Tal comparação pode indicar apreciável sensibilidade para argilas (MITCHEL [⁶²]); no entanto, COLLET [²⁷] obteve baixa sensibilidade, em torno de 2 a 4, nos ensaios de palheta, mas ensaios de palheta mais precisos realizados recentemente (ORTIGÃO e COLLET [⁶⁶]) indicaram uma sensibilidade média de 4,3. Outros autores (SAYÃO [⁷³] ; BRESSANI [²²]) obtiveram valores de índices de plasticidade inferiores ao de ORTIGÃO [⁶⁴] quando utilizaram secagem ao ar previamente aos ensaios de limites de Atterberg.

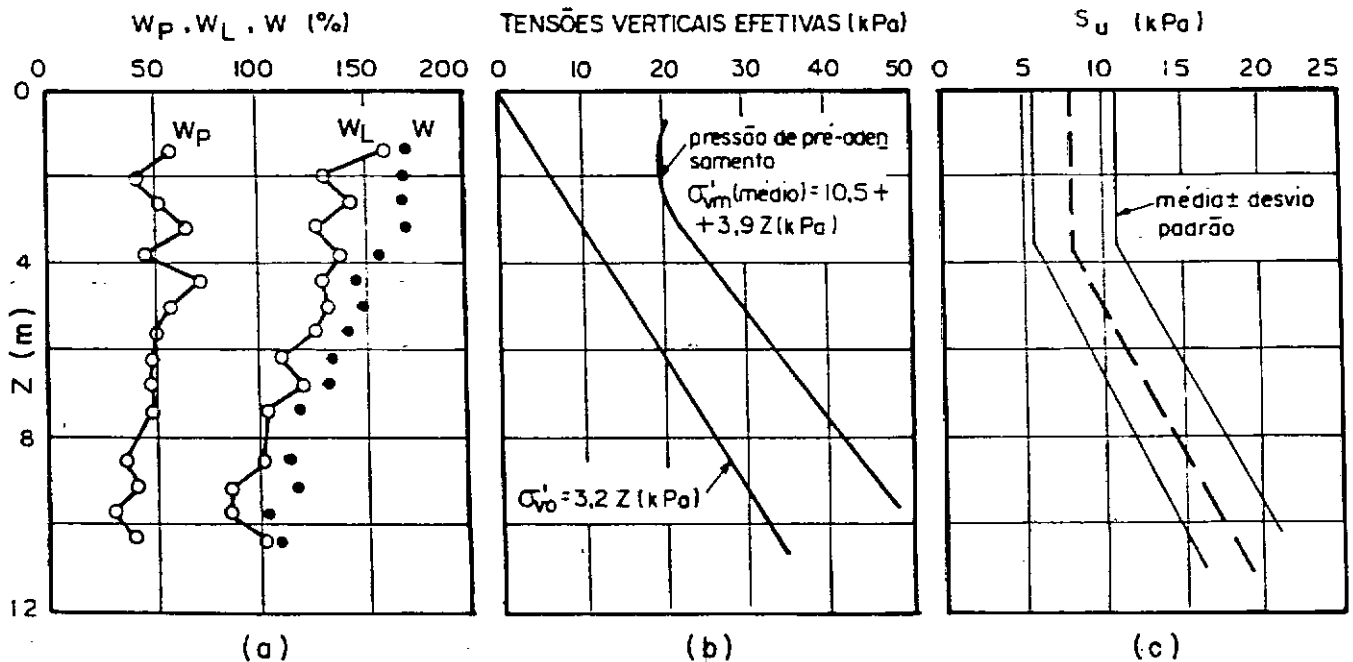


Fig. II.1 - Propriedades Geotécnicas da argila do Rio de Janeiro (APUD ALMEIDA [⁷])

COSTA FILHO e outros [²⁹] aconselham cautela na utilização desses índices para correlações empíricas dado que conforme evidências anteriores (BOGOSSIAN e LIMA [²⁰] ; ORTIGÃO [⁶⁴] ; CASAGRANDE [²⁶]) há indicações que a secagem prévia pode causar uma considerável redução no limite de liquidez com menor efeito no limite de plasticidade. Uma discussão mais aprofundada sobre esse assunto pode ser vista em DE MELLO [³⁶] e FREITAS JR. [³⁹] .

Quanto à percentagem de finos (partículas com diâmetro médio menor que 0,002 mm), ORTIGÃO [⁶⁴] obteve valores em torno de 55%, enquanto que SAYÃO [⁷³] obteve 85% e COSTA FILHO e outros [³²] obtiveram 60%. BRESSANI [²²] obteve para o material raso, percentagem de finos de 30% enquanto para o material a média profundidade foram obtidos valores de 60% a 75% com média em torno de 67,0%.

No que concerne ao peso específico dos grãos (G_s), estão indicados a seguir os valores por seus respectivos autores:

$G_s = 2,61 \text{ g/cm}^3$, ARAGÃO [¹³]
$G_s = 2,49 \text{ g/cm}^3$, ORTIGÃO [⁶⁴]
$G_s = 2,51 \text{ g/cm}^3$, LACERDA e outros [⁴⁹]
$G_s = 2,69 \text{ g/cm}^3$, SAYÃO [⁷³]

II.2.2.2 - Parâmetros de resistência

Antes de apresentar os parâmetros de resistência do depósito é importante apresentar a história de tensões da argila, indicada através das tensões verticais efetivas "in situ" σ'_{VO} e de pré-adensamento σ'_{VM} , obtida através de ensaios oedométricos (ORTIGÃO [⁶⁴]), ver figura II.1(b). As principais causas do pré-adensamento da argila são o efeito de envelhecimento ("aging"), o ressecamento da camada superficial e a variação do nível d'água, sendo a última possivelmente uma das causas mais importantes de acordo com ALMEIDA [⁴] .

A figura II.1(c) apresenta resultados recentes (ORTIGÃO e COLLET [⁶⁶]) de ensaios de palheta com dispositivo eliminador de atrito. A resistência não-drenada S_u varia de 8 kPa a 18 kPa, sendo inferior aos de COLLET [²⁷] na crosta (até 3,0m de profundidade), mas superiores aos de COLLET [²⁷] abaixo da crosta.

O ângulo de resistência ao cisalhamento de pico observado por vários autores em ensaios triaxiais é de $\phi' = 25^\circ$ para o solo abaixo da crosta. Resultados recentes a baixos níveis de tensões (COSTA FILHO e outros [³¹]) indicaram um intercepto de coesão $c' = 15$ kPa, ao contrário de $c' = 0$ obtido a níveis de tensões mais altos (ORTIGÃO [⁶⁴]). Os parâmetros de resistência medidos na crosta foram $c' = 1.5$ kPa e $\phi' = 30^\circ$ ainda conforme COSTA FILHO e outros [³¹].

Com relação à anisotropia de resistência (COSTA FILHO e outros [³²]) observou-se relativamente pouca variação de resistência com a orientação das amostras em ensaios triaxiais. A anisotropia obtida através de ensaios de palheta de campo também foi de pouca relevância.

II.3 DESCRIÇÃO DO ATERRO EXPERIMENTAL I

II.3.1 - Geometria e Construção do Aterro

Na figura II.2 está apresentada a configuração do aterro experimental I. A geometria retangular em planta adota da assegurou praticamente a condição de deformação plana na seção central instrumentada de forma a se tentar simular as condições de aterros de estradas sobre solos moles. A metodologia adotada na construção do aterro prescreveu a utilização de bermas triangulares nas seções laterais, assim como construiu-se a seção central do aterro mais rápida do que as seções laterais, com o fim de forçar a ruptura na seção central do aterro. Tais procedimentos tendem a afastar um pouco as condições de deformação plana mas, por outro lado, diminuiria as chances de ruptura, numa região não instrumentada.

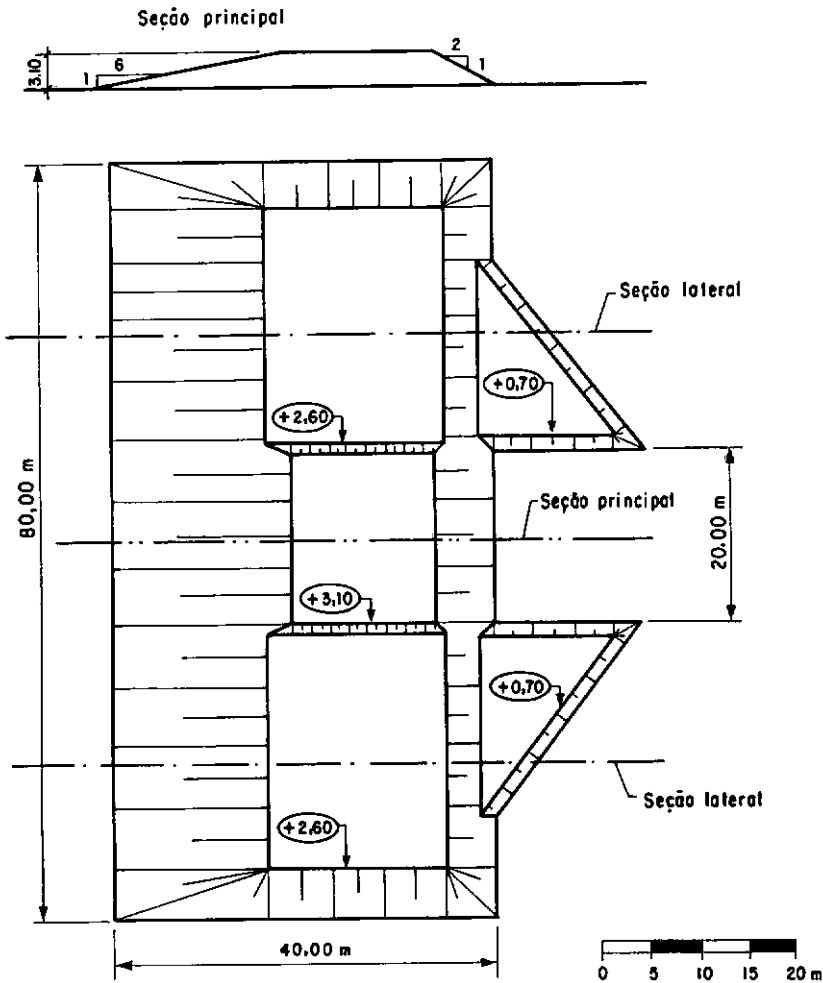


Fig. II.2 - Geometria do Aterro Experimental I

No que concerne à construção propriamente dita do aterro, o material utilizado foi uma areia-siltosa de origem residual, cujo peso específico medido no campo foi da ordem de $16,3 \text{ kN/m}^3$, correspondendo a um grau de compactação de 90%. Foram realizados ensaios de cisalhamento direto com amostras retiradas do aterro obtendo-se parâmetros de resistência de $c' = 20 \text{ kPa}$ e $\phi' = 35^\circ$ (ORTIGÃO [64]). Foram utilizadas ao todo sete camadas de aterro, sendo que na sexta camada (quando o aterro se encontrava na região central com $2,8 \text{ m}$ de altura) foram observadas variações bruscas nas medidas de instrumentação indicando sinais de ruptura. No entanto, decidiu-se pela aplicação de mais uma camada de $0,3 \text{ m}$, observando-se então um aumento considerável no número de trincas. Na figura II.3 estão representadas a evolução da seção principal (I) e das seções laterais (II) com o tempo.

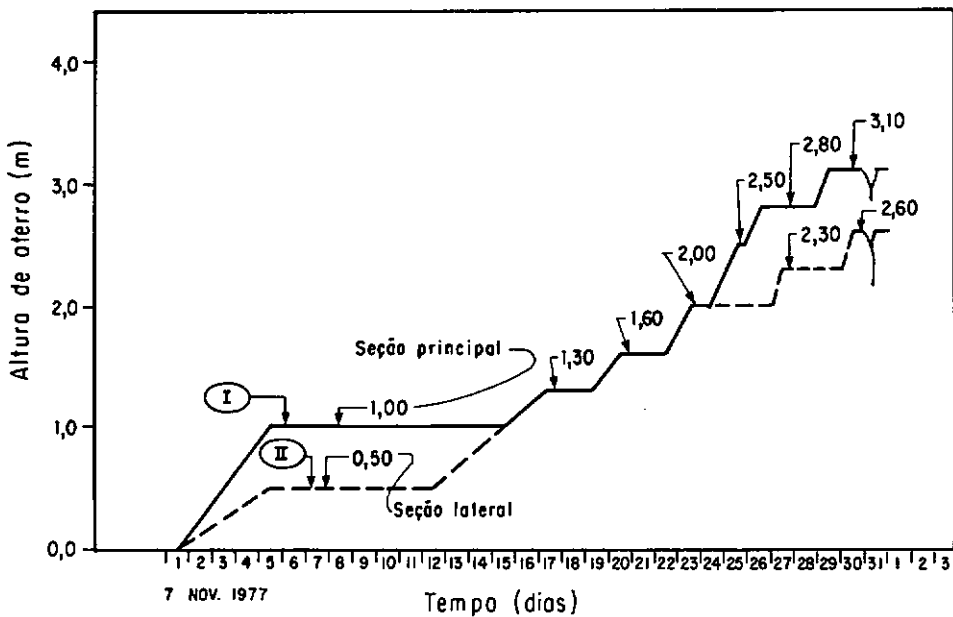


Fig. II.3 - Evolução das seções do aterro com o tempo

II.3.2 - Instrumentação do Aterro Experimental I

Apresenta-se neste item apenas uma amostragem da instrumentação utilizada no aterro experimental I. A descrição detalhada de toda a instrumentação e de seus resultados é apresentada por ORTIGÃO [6⁴]. Um quadro geral do comportamento do aterro é apresentado por ALMEIDA [3].

A instrumentação do aterro está disposta basicamente em três seções: duas nas laterais e uma na seção central. As duas seções laterais de instrumentos foram utilizadas com a função de comparar o comportamento de diferentes tipos de instrumentos. Na seção central foram instalados piezômetros hidráulicos (para a medição de pressões neutras), marcos superficiais e placas de recalques (para controle dos deslocamentos verticais) e inclinômetros, extensômetros horizontais e (para a medição dos deslocamentos horizontais).

Foram instalados vinte e um piezômetros hidráulicos especialmente projetados para este aterro-teste. Destes, dez

foram instalados em pares, em duas colunas verticais próximas à linha central do aterro. Os restantes foram instalados próximos ao talude de forma a que se pudesse obter medidas de poro-pressões bastante úteis em análise de estabilidade por pressões efetivas. Outros três piezômetros do tipo Casagrande foram instalados a trinta metros do pé do aterro, objetivando medir as poro-pressões antes da construção do aterro.

Para as medidas dos deslocamentos horizontais na base do aterro foram utilizados seis inclinômetros, oito extensômetros horizontais e oito extensômetros magnéticos. Os recalques do aterro foram observados por vinte e um marcos superficiais, nove placas de recalques e dois extensômetros magnéticos verticais. Apenas três placas de recalques foram posicionadas na seção principal instrumentada, as outras restantes sendo distribuídas nas seções laterais. Na figura II.4 é apresentada a seção principal instrumentada.

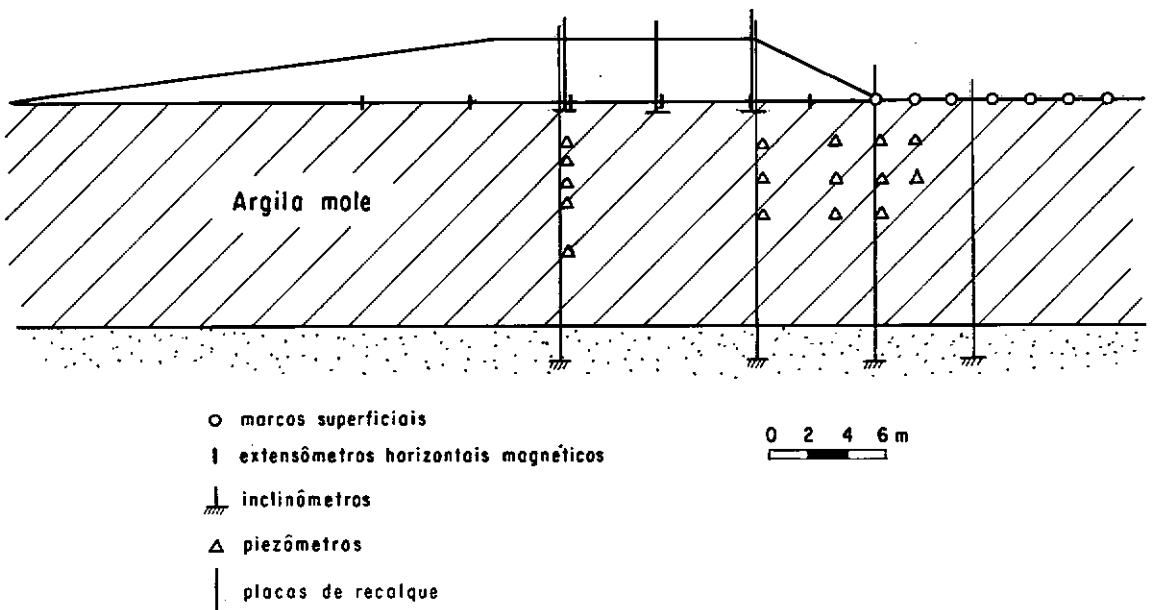


Fig. II.4 - Seção principal instrumentada

CAPÍTULO III

CONSIDERAÇÕES TEÓRICAS

III.1 INTRODUÇÃO

Neste Capítulo, são abordadas as considerações teóricas básicas utilizadas no Sistema CRISP. Os modelos constitutivos utilizados no Sistema CRISP são brevemente apresentados no Capítulo IV. Dentre estes, optou-se por utilizar para o depósito de argila mole o modelo Cam-Clay modificado (ROSCOE e BURLAND [7^o]). Adotou-se tal modelo de comportamento elasto-plástico devido a sua simplicidade e comprovada eficiência quando comparado a resultados experimentais.

Está fora do escopo dessa dissertação fazer uma revisão de modelos constitutivos utilizados em elementos finitos. Em ALMEIDA [2] é apresentado um resumo dos principais ou mais representativos modelos tensão-deformação utilizados no método dos elementos finitos, também são enfatizadas as características teóricas básicas de cada modelo, o número de parâmetros e os ensaios para a definição do modelo, assim como os tipos de aplicações realizadas.

São também abordados neste capítulo os conceitos básicos da teoria dos estados críticos, incluindo-se os invariantes de tensões e deformações, as trajetórias de tensões e os modelos de estados críticos (Cam-Clay e Cam-Clay modificado).

São feitas considerações sobre as teorias de adensamento multidimensionais, dando-se mais ênfase na teoria do adensamento de Biot, sendo esta focalizada no âmbito do método dos elementos finitos.

Finalizando, é apresentado o Método Frontal de resolução do sistema de equações no Método dos Elementos Finitos, mais precisamente o procedimento utilizado pelo Sistema CRISP implementado.

III.2 TÓPICOS DA TEORIA DE ESTADO CRÍTICO

III.2.1 - Considerações Gerais

São abordados neste item alguns tópicos considerados relevantes na teoria dos estados críticos. Indica-se SCHOFIELD e WROTH [⁷⁵], ROSCOE e BURLAND [⁷⁰], ATKINSON e BRANSBY [¹⁴] e BOLTON [²¹] como referências para um estudo mais aprofundado do tema. São apresentadas breves considerações sobre os invariantes de tensões e deformações, as trajetórias de tensões e os modelos de estado crítico.

Os modelos de estado crítico (modelos "Cam-Clay") a serem apresentados neste capítulo representam um comportamento inicial puramente elástico quando o solo é submetido a baixos níveis de tensão. A partir de um determinado limite, contudo, o material passa a apresentar comportamento elasto-plástico, com deformações não recuperáveis (plásticos) e deformações recuperáveis (elásticas).

III.2.2 - Os Invariantes

III.2.2.1 - Os Invariantes de Tensões

O Estado de tensões atuante sobre um elemento cúbico de solo em um meio isotrópico, homogêneo e elástico pode ser obtido por seis tensões independentes ($\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \sigma_{xy}, \sigma_{xz}, \sigma_{yz}$). Se o elemento é girado de tal forma que as suas faces sejam as direções principais, as tensões cisalhantes se anulam, restando apenas as tensões normais principais (σ_1, σ_2 e σ_3) atuando no elemento. Assim, conhecidas as direções principais e as tensões principais, pode-se obter o estado de tensões no solo. Pode-se observar que as tensões acima dependem da orientação dos eixos coordenados. Uma forma de se obter o estado de tensões num elemento de solo independentes dos eixos coordenados é através dos invariantes de tensões. Estes invariantes podem ser representados pela tensão normal octaédrica efetiva σ'_{oct} , a tensão desviatória octaédrica τ_{oct} e o ângulo α atuantes no plano octaédrico. O plano octaédrico é definido como o plano igual-

mente inclinado em relação às direções principais. O termo in-variantes de tensões deve-se ao fato que os valores dos mesmos não são alterados com a rotação ou translação do sistema de eixos coordenados. Não será aqui apresentada a teoria que envol-ve o estudo dos invariantes, pois a mesma foge ao escopo desta dissertação. Para uma análise mais aprofundada do tema sugere-se ATKINSON e BRANSBY [14] (cap. 4).

No caso mais geral os invariantes acima defini-dos e o ângulo α podem ser expressos em função das três tensões principais com a:

$$\sigma'_{\text{oct}} = \frac{1}{3} (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) \quad (\text{III.1})$$

$$\tau_{\text{oct}} = \frac{1}{3} [(\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_1 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2]^{1/2} \quad (\text{III.2})$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{\sqrt{3} (\sigma'_3 - \sigma'_2)}{(\sigma'_1 - \sigma'_2) (\sigma'_3 - \sigma'_1)} \quad (\text{III.3})$$

onde σ'_1 , σ'_2 e σ'_3 são as tensões efetivas principais maior, in-termediária e menor, respectivamente.

No caso especial do ensaio triaxial convencio-nal, onde $\sigma'_2 = \sigma'_3$, tem-se de (III.1) a (III.3)

$$\sigma'_{\text{oct}} = \frac{1}{3} (\sigma'_1 + 2 \sigma'_3) \quad (\text{III.4})$$

$$\tau_{\text{oct}} = \frac{\sqrt{2}}{3} (\sigma'_1 - \sigma'_3) \quad (\text{III.5})$$

$$\alpha = 0 \quad (\text{III.6})$$

Na teoria dos estados críticos são utilizados os invariantes p' e q , definidos por

$$p' = \sigma'_{\text{oct}} \quad (\text{III.7})$$

$$q = \frac{3}{\sqrt{2}} \tau_{\text{oct}} \quad (\text{III.8})$$

De forma que comparando-se (III.7) e (III.8) com (III.4) e (III.5), tem-se

$$p' = \frac{1}{3} (\sigma'_1 + 2 \sigma'_3) \quad (\text{III.9})$$

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (\text{III.10})$$

Para condições tri-dimensionais, tem-se

$$p' = \frac{1}{3} (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) \quad (\text{III.11})$$

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} [(\sigma'_1 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2]^{1/2} \quad (\text{III.12})$$

III.2.2.2 - Os Invariantes de Deformações

Deve-se obter os invariantes de deformações observando-se que estes devem ser coerentes com os invariantes de tensões previamente escolhidos. Tal escolha deve ser coerentes no sentido de que o trabalho realizado pelas cargas externas deve também ser invariante, ou seja, independente dos eixos coordenados.

O estado geral de deformação de um elemento de solo é completamente definido pelas componentes $(\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z, \epsilon_{xy}, \epsilon_{xz}, \epsilon_{yz})$. Os invariantes de deformação coerentes com os invariantes propostos anteriormente são a deformação octaédrica normal ϵ_{oct} e deformação octaédrica cisalhante γ_{oct} . Estes invariantes, no caso geral onde as faces do elemento são coincidentes com as direções principais, são dados por

$$\varepsilon_{\text{oct}} = \frac{1}{3} (\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3) \quad (\text{III.13})$$

$$\gamma_{\text{oct}} = \frac{2}{3} [(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2]^{1/2} \quad (\text{III.14})$$

onde ε_1 , ε_2 e ε_3 são deformações principais maior, intermediária e menor, respectivamente.

Os invariantes de deformação que conduzem à condição de trabalho invariante coerentemente com p' e q são ε_v (invariante de deformação volumétrica) e ε_s (invariante de deformação cisalhante), dados por

$$\varepsilon_v = 3 \varepsilon_{\text{oct}} \quad (\text{III.15})$$

$$\varepsilon_s = \frac{1}{\sqrt{2}} \gamma_{\text{oct}} \quad (\text{III.16})$$

De forma que em termos das deformações principais, tem-se:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \quad (\text{III.17})$$

$$\varepsilon_s = \frac{\sqrt{2}}{3} [(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2]^{1/2} \quad (\text{III.18})$$

Para as condições triaxiais, $\varepsilon_2 = \varepsilon_3$, tem-se

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2 \varepsilon_3 \quad (\text{III.19})$$

$$\varepsilon_s = \frac{2}{3} (\varepsilon_1 - \varepsilon_3) \quad (\text{III.20})$$

Pode-se demonstrar (ATKINSON e BRANSBY [14], item 4.10) que o incremento de trabalho por unidade de volume das forças externas pode ser representada pela somatória dos produtos dos invariantes de tensão pelos incremento de deformação logo, para o caso geral

$$\frac{\delta W}{V} = \sigma'_1 \delta \epsilon_1 + \sigma'_2 \delta \epsilon_2 + \sigma'_3 \delta \epsilon_3 ; \quad (\text{III.21})$$

para o caso particular de deformação plana, $\delta \epsilon_2 = 0$, tem-se

$$\frac{\delta W}{V} = \sigma'_1 \delta \epsilon_1 + \sigma'_3 \delta \epsilon_3 ; \quad (\text{III.22})$$

para os invariantes da teoria de estado crítico, pode-se demonstrar (ATKINSON e BRANSBY [14]) que

$$\frac{\delta W}{V} = p' \delta \epsilon_V + q \delta \epsilon_S \quad (\text{III.23})$$

Para um material de comportamento elástico - linear isotrópico, prova-se (ATKINSON e BRANSBY [14]) que

$$\delta \epsilon_V = \frac{1}{K'} \delta p' + 0 \cdot \delta q \quad (\text{III.24})$$

e

$$\delta \epsilon_S = 0 \cdot \delta p' + \frac{1}{3G} \delta q \quad (\text{III.25})$$

onde $K' = \frac{E'}{3(1-2\nu')}$ é conhecido como Módulo de Compressibilidade,

e $G = \frac{E'}{2(1+\nu')}$ é o Módulo de Cisalhamento

Observa-se através das expressões (III.24) e (III.25) que a deformação volumétrica $\delta \epsilon_V$ é função apenas do invariante p' , enquanto que a deformação cisalhante $\delta \epsilon_S$ é fun-

ção apenas de q . Deve-se observar que, no caso de solos, as tensões cisalhantes causam variações volumétricas mesmo sob tensões normais médias constantes. Os modelos elasto-plásticos - dentre os quais os "Cam-Clay", a serem apresentados no decorrer desse capítulo - possuem a versatilidade de incorporar estes efeitos na modelagem do comportamento do solo.

III.2.3 - As Trajetórias de Tensões

Os conceitos apresentados anteriormente são de grande importância na abordagem deste item. Tendo em vista que uma contribuição valiosa da teoria dos estados críticos é englobar dentro do mesmo modelo conceitual a resistência e a deformabilidade do solo, a representação do comportamento do material se dá através de um gráfico em que os invariantes de (tensões (p' e q) e o índice de vazios e são os eixos coordenados.

A título de introdução, definir-se-ão as condições de estado crítico, conforme preconizou ROSCOE e outros [71], como o estado estável a grandes deformações onde não aparecem variações nas tensões nem ocorrem mais deformações volumétricas no solo, ou seja,

$$\frac{\partial p'}{\partial e} = \frac{\partial q}{\partial e} = \frac{\partial e}{\partial e} = 0 \quad (\text{III.26})$$

Ensaio experimentais conduzidos por PARRY [68] mostraram que os pontos relativos ao estado crítico em compressão triaxial nas condições drenadas e não drenadas em amostras reconstituídas de "Weald Clays" normalmente adensadas isotropicamente, definiam uma reta passando pela origem no gráfico $p' \times q$. Esta reta única de pontos de estado crítico foi definida como linha de estado crítico (l.e.c.). A projeção dessa linha no plano $p' \times q$ é apresentada na Fig. III.1.(a) e cuja equação é

$$q = Mp' \quad (\text{III.27})$$

onde M é o parâmetro de estado crítico indicando a inclinação da l.e.c.

Se ϕ'_c é o ângulo de atrito efetivo do solo no estado crítico, pode-se mostrar (BOLTON [21] pg. 226) que para ensaios triaxiais em estado de compressão

$$M_c = \frac{6 \operatorname{sen} \phi'_c}{3 - \operatorname{sen} \phi'_c} \quad (\text{III.28})$$

ou

$$\operatorname{sen} \phi'_c = \frac{3M_c}{6 + M_c} \quad (\text{III.29})$$

para ensaios triaxiais de extensão

$$M_e = \frac{6 \operatorname{sen} \phi'_e}{3 + \operatorname{sen} \phi'_e} \quad (\text{III.30})$$

ou

$$\operatorname{sen} \phi'_e = \frac{3M_e}{6 + M_e} \quad (\text{III.31})$$

Em geral os valores de ϕ'_e não diferem muito de ϕ'_c , adotando-se usualmente o mesmo valor para ambas as condições de compressão e extensão. Portanto os valores de M_c e M_e a serem adotados deveriam ser diferentes. Tendo em vista as dificuldades de se definir de antemão com precisão os pontos submetidos às duas condições, na prática adota-se $M_e = M_c$.

Nos resultados obtidos por PARRY [68], a projeção da l.e.c. no plano p' xe representa uma curva, que quando plotada com o eixo p' em escala logarítmica se aproxima bem de uma reta, cuja equação é da forma

$$e = e_{cs} - \lambda \ln p' \quad (\text{III.32})$$

onde e_{CS} é o parâmetro de estado crítico referente ao índice de vazios na l.e.c. para p' unitário e λ é a inclinação dessa linha. Assim e_{CS} é dependente do sistema de unidades adotado.

Quando um solo é descarregado, a trajetória plotada no plano $\ln p' \times e$ é retilínea, cuja equação é dada por:

$$e = e_{\kappa} - \kappa \ln p' \quad (\text{III.33})$$

onde κ é a inclinação da reta de expansão e e_{κ} é o valor do índice de vazios para a pressão unitária dessa reta.

A Fig. III.1 apresenta os quatro parâmetros de estado crítico (M , λ , e_{CS} e κ) definidos acima.

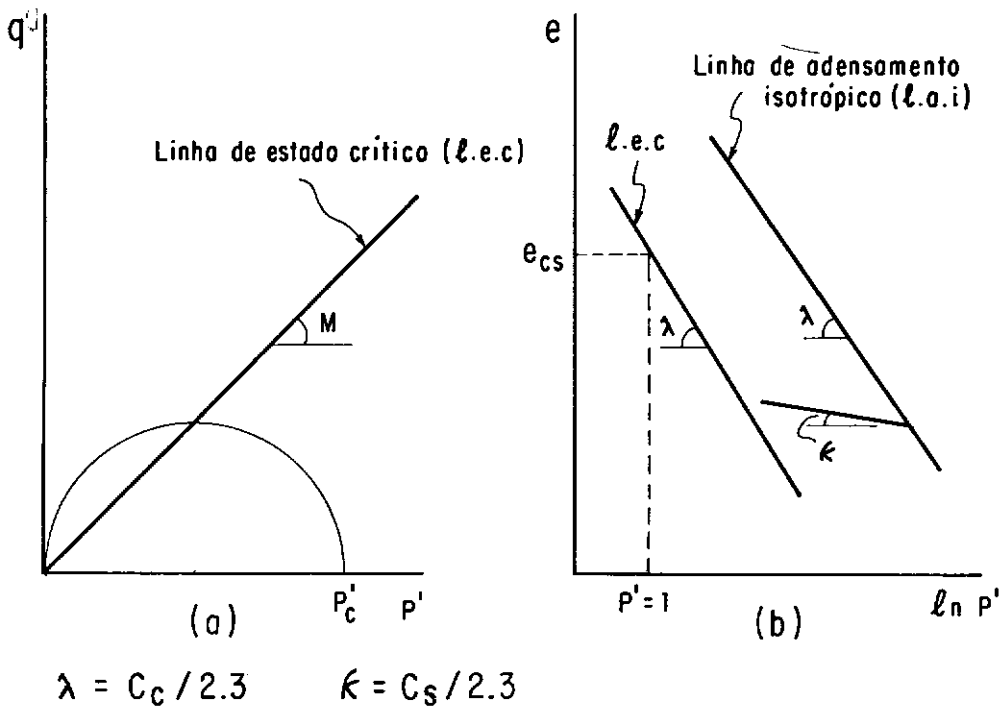


Fig. III.1 - Representação dos parâmetros dos modelos de estado crítico

Conforme se observa na Fig. III.1(b), admite-se que a linha de adensamento isotrópico (l.a.i.) é paralela à l.e.c., o que é confirmado por resultados experimentais (YUDHBIR e outros [88]). A l.a.i. é definida no plano $\ln p' \times e$ e pela equação

$$e = e_N - \lambda \ln p' \quad (\text{III.34})$$

onde e_N é o valor do índice de vazios para a pressão normal efetiva unitária, variando portanto com o sistema de unidades adotado. Observa-se que e_N não é uma variável independente, sendo função dos parâmetros de estado crítico definidos acima (λ, κ e e_{cs}).

Tem-se assim que as equações (III.27) e (III.32) definem a posição da l.e.c. no espaço tri-dimensional $p' \times q \times e$, como mostra a Figura III.2.

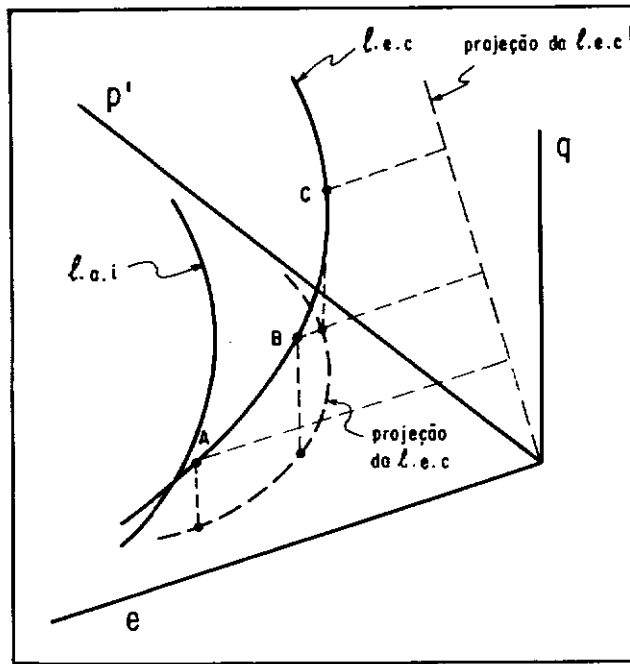


Fig.III.2 - A linha de estado crítico no espaço $p' \times q \times e$

Pode-se observar na figura acima as projeções dos pontos A , B e C sobre a l.e.c. nos planos $p' \times q$ e $p' \times e$, bem como a posição da l.a.i. localizada no plano $p' \times e$ em relação à l.e.c. neste plano.

OS MODELOS DE ESTADO CRÍTICO

Os modelos de estado crítico foram inicialmente desenvolvidos a partir dos resultados experimentais de ensaios triaxiais em argilas normalmente adensadas reconstituídas em laboratório, a partir dos trabalhos referenciados a seguir. O Sistema CRISP tem como base a incorporação dos modelos Cam-Clay original, inicialmente proposto por ROSCOE e SCHOFIELD [71] e o modelo Cam-Clay modificado, proposto por ROSCOE e BURLAND [70].

Na Fig. III.3 estão representadas no plano $p' \times q$ as superfícies de escoamento dos dois modelos de estado crítico. A superfície de escoamento é o lugar geométrico onde se iniciam as deformações plásticas ou irreversíveis do material. As equações das curvas de escoamento podem ser deduzidas combinando-se o trabalho realizado durante a deformação plástica com a lei de fluxo (relação entre os incrementos de deformação plástica e o estado de tensões que causam tal deformação). Admitindo-se ainda a regra de fluxos associada, isto é, faz-se o potencial plástico (região no espaço de eixos de tensões e deformações normal aos vetores de incremento de deformação plástica) coincidir com a superfície de escoamento, as equações das superfícies de escoamento para os modelos Cam-Clay são dadas a seguir.

Modelo Cam-Clay original

$$q = Mp' \ln \left(\frac{p'_c}{p'} \right) \quad (\text{III.35})$$

Modelo Cam-Clay modificado

$$q^2 + M^2 p'^2 = M^2 p' p'_c \quad (\text{III.36})$$

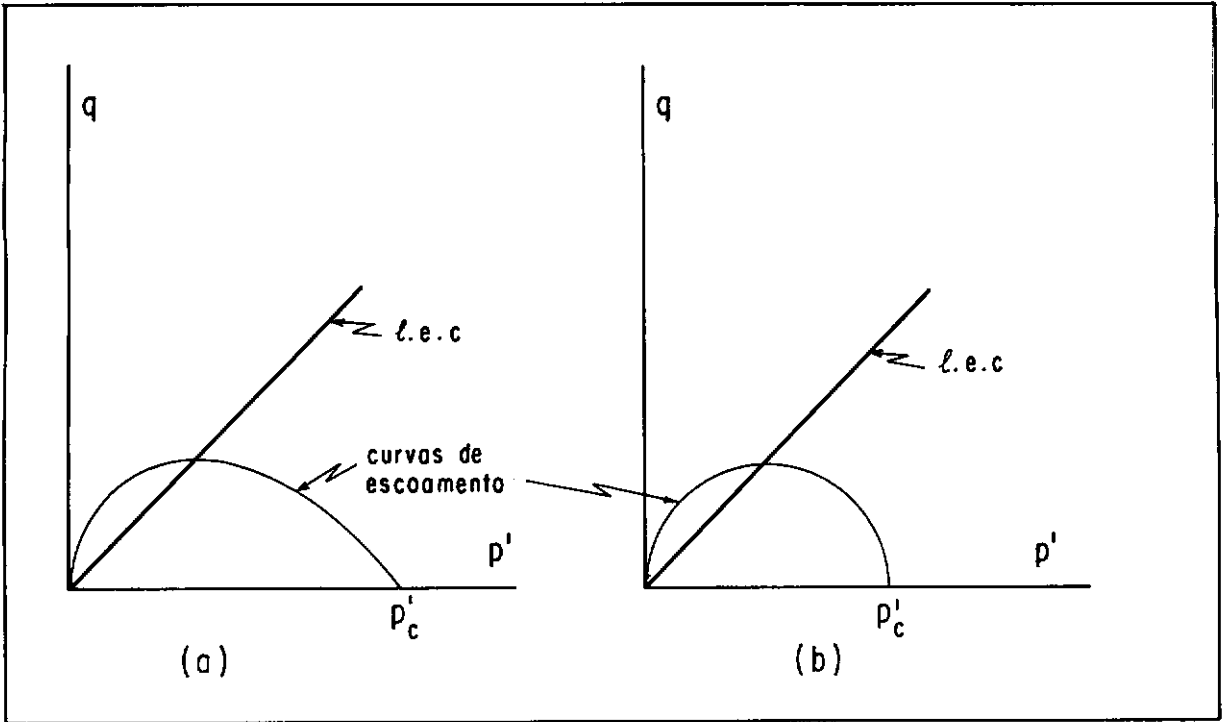


Fig. III.3 - Os modelos Cam-Clay (a) original e (b) o modificado

Está fora do escopo desta dissertação rever os conceitos fundamentais da teoria da plasticidade, para a qual o leitor é referido à VALLIAPAN [85]; ATKINSON e BRANSBY [14], item 13.5; NAYLOR e PANDE [63], cap. 5.

A Fig. (III.4) apresenta uma série de curvas de escoamento que irá formar uma superfície de fronteira no espaço tri-dimensional. Assim, quando o estado de tensões do material se encontra no interior da superfície de escoamento (entendida como a superfície formada pela união de todas as curvas de escoamento) o comportamento é elástico; e quando o estado de tensões do material está sobre a superfície de fronteira, está ocorrendo o escoamento plástico do material.

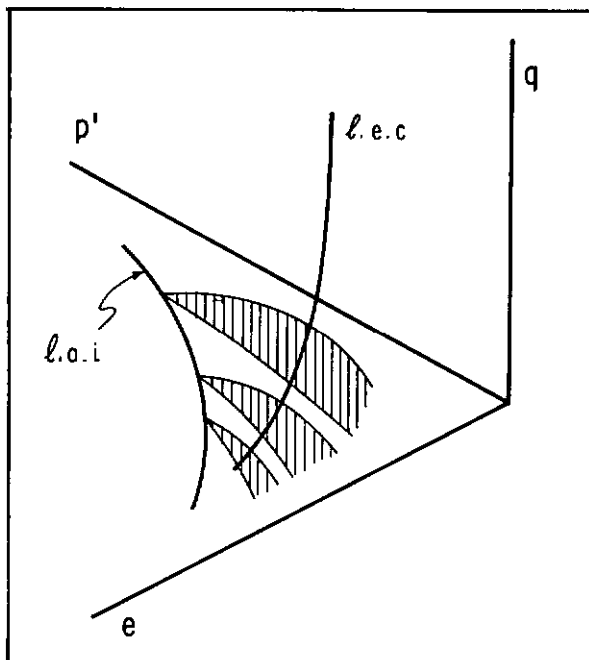


Fig. III.4 - A superfície de fronteira (escoamento) formada por junção das curvas de escoamento

Caso a trajetória de tensões atinja a curva de escoamento no ponto D (Fig. III.5) à direita do ponto C máximo, só pode haver contração do material, com aumento de resistência e conseqüente "expansão" da curva de cedência, dando-se aí o fenômeno do endurecimento ou encruamento, que é o caso de argilas normalmente adensadas ou pouco sobre-adensadas. Por outro lado, caso a trajetória de tensões atinja o ponto E à esquerda de C, ao escoar a amostra expande com a conseqüente diminuição de resistência, com "contração" da curva de cedência. Neste caso ocorrerá "instabilidade" do material com a ocorrência do fenômeno de amolecimento. Essa instabilidade vai contra o postulado de Drucker da teoria da plasticidade, que preconiza que se um material é estável, o trabalho das forças externas é positivo ou nulo; em outras palavras, o solo é dito estável quando um incremento de tensões provoca um incremento de deformações no mesmo sentido. De forma como na região de instabilidade não se aplica o postulado de Drucker, foge-se assim a uma das hipóteses fundamentais admitidas pelo modelo.

Isto não implica entretanto que na prática não se apliquem os modelos para os casos de comportamentos instáveis, ainda que nesses casos os resultados não sejam tão satisfatórios como o de comportamento estável, conforme descrito abaixo.

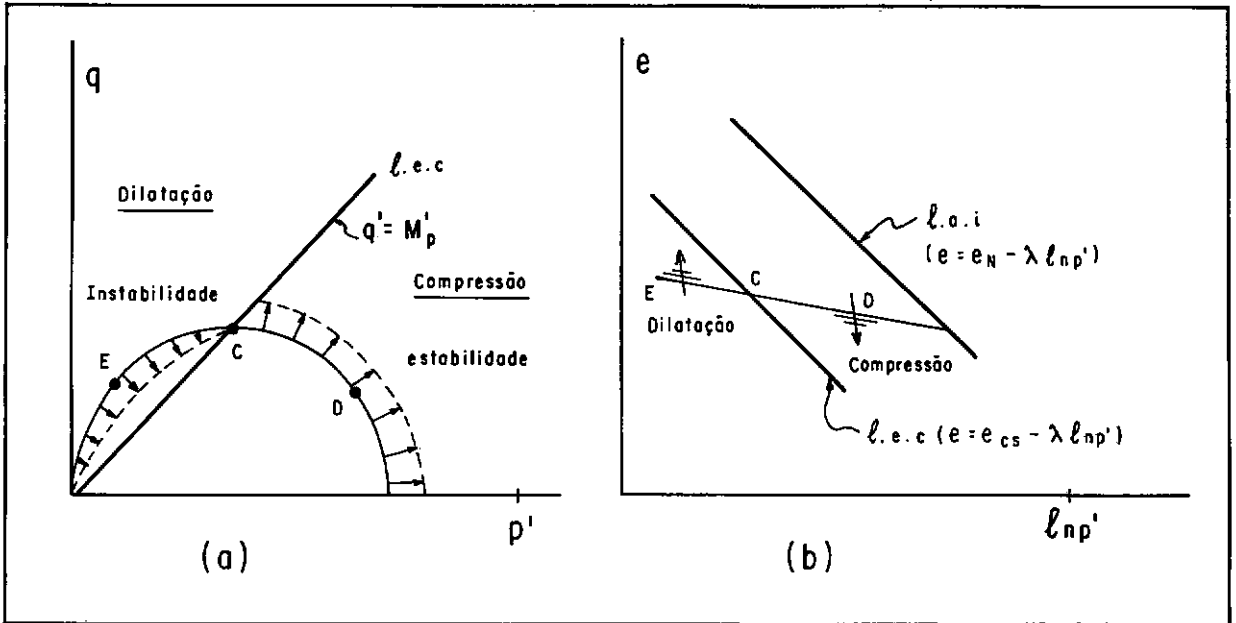


Fig. -III.5 - Estabilidade e Instabilidade do Solo

Um outro fato a ser considerado é que para solos altamente pré-adensados, o tipo de ruptura torna-se difícil prever o respectivo comportamento tensão-deformação. Considerando-se uma amostra de solo com a resistência de "pico" igualmente distribuída por todo o seu volume e sujeito a um carregamento. Em um ponto do solo onde essa resistência é primeiro alcançada, o solo "amolece" pois expande, atraindo água e fazendo com que a ruptura se concentre neste ponto. Consequentemente o material se deforma de forma não-homogênea. Este seria o caso de argilas altamente sobre-adensadas, não sendo, portanto este modelo indicado para esses tipos de solos.

Também não são consideradas no modelo o efeito de deformação secundária com o tempo ("creep"). Os modelos Cam-Clay e Cam-Clay modificado não são aplicáveis a

carregamentos cíclicos, uma vez que na prática tal carregamento frequentemente provoca surgimento de poro-pressões enquanto que os modelos não prevêm mudança alguma de poro-pressões no interior da curva de cedência para tal tipo de carregamento. Apresentam-se abaixo outras críticas atribuídas aos modelos Cam-Clay (TAVENAS [⁸²]).

- (a) o modelo admite a curva de cedência partindo da linha de adensamento isotrópico enquanto que argilas adensadas anisotropicamente apresentam a curva de cedência situada a partir da linha de adensamento K_0 , inclinada em relação a p' no plano $p' \times q$ (PARRY e NADARAJAH [⁶⁹]).
- (b) admite comportamento isotrópico na região elástica quando o melhor seria considerar o comportamento anisotrópico.
- (c) a lei de fluxo associada não modela bem o comportamento de solos argilosos adensados anisotropicamente.

Por outro lado, o modelo não requer a utilização de complicados cálculos matemáticos, bem como apresenta a vantagem de utilizar um pequeno número de parâmetros ($M, \lambda, \kappa, e_{cs}$), todos facilmente obtidos a partir de ensaios convencionais de laboratório (ensaios triaxiais e adensamento). Aliado a isso, os modelos de estado crítico permitem que a resistência e a compressibilidade sejam enquadrados numa análise de comportamento elasto-plástico, assim como possibilita que se realizem análises de comportamento não drenado (curto prazo) e drenado (longo prazo) a partir dos mesmos parâmetros.

III.3 CONSIDERAÇÕES SOBRE AS TEORIAS DE ADENSAMENTO MULTI-DIMENSIONAIS

A teoria de adensamento multi-dimensional tem sido tratada por dois enfoques básicos, o primeiro sendo a

teoria conhecida como teoria de Terzaghi-Rendulic ou por teoria "pseudo-multidimensional (SHIFFMAN e outros [⁷⁴]). Esta última denominação deve-se ao fato de a teoria partir de uma hipótese inválida para a maioria dos problemas, a qual considera que as tensões totais podem ser obtidas diretamente em cada ponto e em cada instante a partir do conhecimento da lei de aplicação da sollicitação que atua no meio poroso. A teoria admite a dissipação do excesso de poro-pressão como completamente dissociada do fenômeno de deformação do esqueleto sólido.

O segundo enfoque foi desenvolvido por BIOT [¹⁶], cuja formulação considerou a interdependência entre os fenômenos de deformação do esqueleto sólido e de escoamento do fluido intersticial. A teoria inicialmente desenvolvida para um meio elástico linear isotrópico foi em seguida expandida para os casos de anisotropia e visco-elasticidade (BIOT [^{17, 18, 19}]) conforme indicado em CORREIA [²⁸]).

Um aspecto interessante da teoria do adensamento de BIOT é o fato dela incorporar o efeito MANDEL - CRYER (MANDEL [⁵⁷] e CRYER [³⁵]). Este fenômeno, ocorrente em alguma região de um meio poroso submetido a um carregamento externo constante, consiste no aumento de poro-pressões acima dos valores de carregamento inicial (atingidos durante o carregamento não drenado, sem que haja qualquer variação de volume local aparente), isto é, o efeito Mandel-Cryer ocorre quando o acréscimo de poro-pressões devido a variações no estado de tensões totais supera o decréscimo de poro-pressões devido ao fluxo de água. Tal explicação se baseia na redistribuição do campo de tensões totais ao longo do tempo, mesmo quando se mantém inalterável a sollicitação exterior que deu origem ao processo. A evidência experimental do Efeito Mandel-Cryer foi verificada por ABOSHI [¹] e GIBSON e outros [⁴¹].

Muito embora publicada em 1941, a teoria do adensamento multi-dimensional acoplada de Biot não encontrou boa aplicabilidade devido a sua complexidade matemática. No entanto,

com a crescente utilização de computadores digitais, tornou-se possível o uso da teoria em métodos numéricos (o Método dos Elementos Finitos, por exemplo) na solução de problemas de difícil solução analítica.

Embora a teoria de Terzaghi-Rendulic não considere a variação das tensões totais no interior da massa de solo, esses efeitos são frequentemente pequenos, com a teoria continuando a ter larga utilização na resolução de problemas envolvendo o adensamento tri-dimensional de massas de solo. Entretanto, o desenvolvimento de métodos numéricos, tornou a teoria de Biot acessível à solução de problemas práticas, especialmente com relação à não linearidade implícita na solução do problema em foco.

A teoria do adensamento tri-dimensional de Biot pode ser descrita matematicamente através de quatro equações diferenciais, sendo três satisfazendo as condições de equilíbrio e a quarta concernente à condição de continuidade do fluxo. Tais equações contêm quatro incógnitas (as três componentes do vetor deslocamento e a poro-pressão) que por sua vez são função das coordenadas espaciais e do tempo. A teoria de Terzaghi-Rendulic tem uma única incógnita, a poro-pressão. A resolução de qualquer problema de adensamento tri-dimensional, segundo a teoria de Biot, consiste na integração das equações de equilíbrio e de continuidade com as condições limites impostas (inicial e de contorno).

III.4 A ANÁLISE DE ADENSAMENTO PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O Método dos Elementos Finitos (M.E.F.) (ZIENCKIEWICZ [⁸⁹] e SMITH [⁹⁰]) consiste basicamente de transformar o meio contínuo em que as incógnitas são funções contínuas em um meio discreto, isto é, o meio é dividido em um conjunto de elementos finitos onde as incógnitas serão resolvidas a partir dessas funções em pontos discretos do domínio.

Em análises envolvendo o fenômeno do adensamento, o procedimento do método consiste de dois passos: o primeiro é a discretização espacial em que se pode utilizar a formulação variacional onde se minimiza um funcional adequadamente definido ou a formulação de resíduos ponderados em que se ortogonaliza certas funções peso com o resíduo das equações governativas. A versão mais utilizada dessa formulação é o método de Galerkin, que utiliza como função de peso as próprias funções interpoladoras da função incógnita. O segundo passo é a integração no tempo, em que se integra a equação governativa no tempo, passo a passo, a partir do conhecimento dos valores nodais de deslocamentos e poro-pressões num dado instante inicial (condição inicial). O procedimento descrito acima é conhecido como semi-discretização (DESAI [37]); o outro processo consiste em tratar as variáveis discretas e o tempo simultaneamente (discretização completa). O procedimento utilizado para a formulação pelo Método dos Elementos Finitos foi o de semi-discretização e é apresentado a seguir.

A análise numérica envolvendo o fenômeno do adensamento consiste basicamente de um processo incremental em que os incrementos estão associados a intervalos de tempo. Durante tais incrementos, em que podem atuar ou não algum carregamento externo, os excessos de poro-pressões podem se dissipar com conseqüente redistribuição das tensões internas. A análise consiste em resolver numericamente o sistema de equações composto das equações de equilíbrio e das equações continuidade de fluxo apresentadas a seguir, conforme formulação apresentada por GUNN [45].

As equações de equilíbrio são dadas por

$$\int_V B^T D B \Delta \delta \, d(\text{vol}) + \int_V B^T C M \Delta \psi \, d(\text{vol}) =$$

$$= \int_S N^T \Delta T \, dS + \int_V N^T \Delta b \, d(\text{vol}) \quad (\text{III.37})$$

onde B é a matriz deslocamento-deformação, D é a matriz tensão-deformação, N^T é a transposta das funções de forma dos deslocamentos, ΔT são as forças atuantes na fronteira, Δb são as forças de volume (ZIENCKIEWICZ [89]), M são as funções de forma das poro-pressões e C é o vetor que indica que componentes de tensões constam no princípio das tensões efetivas (GUNN [45]).

Fazendo-se

$$\begin{aligned}\tilde{K} &= \int_V B^T D B d(\text{vol}) , \\ \tilde{L} &= \int_V B^T C M d(\text{vol}) \\ \tilde{\Delta f} &= \int_S N^T \Delta T dS + \int_V N^T \Delta b d(\text{vol})\end{aligned}$$

tem-se, então, substituindo em (III.37)

$$\tilde{K} \Delta \delta + \tilde{L} \Delta \psi = \tilde{\Delta f} \quad (\text{III.38})$$

A equação de continuidade é dada por

$$\int_V M^T \frac{d(C^T B \delta)}{dt} d(\text{vol}) - \int_V \frac{k}{\gamma_w} E^T E \psi d(\text{vol}) = 0 \quad (\text{III.39})$$

onde k é matriz de permeabilidade, γ_w é o peso específico da água, E é a matriz derivada das funções de forma das poro-pressões e $\psi(n)$ é o vetor das poro-pressões no início do incremento n .

Pode-se provar (GUNN [45]) que

$$\int_V M^T C^T B d(\text{vol}) = \tilde{L}^T \quad (\text{III.40})$$

onde \tilde{L}^T é a matriz transposta de \tilde{L} ; fazendo

$$\Phi = \int_V \frac{K}{\gamma_w} E^T E d(\text{vol}) \quad (\text{III.41})$$

Substituindo-se (III.40) e (III.41) em (III.39), obtém-se

$$\tilde{L}^T \frac{d\delta}{dt} - \Phi \tilde{\psi} = 0 \quad (\text{III.42})$$

Integrando (III.42) no tempo, admitindo o comportamento linear para as poro-pressões, obtêm-se

$$\tilde{L}^T \Delta\delta - \Phi \left(\frac{1}{2} \Delta t\right) \Delta\psi = \Delta t \Phi \tilde{\psi}(n) \quad (\text{III.43})$$

onde Δt é o incremento de tempo da integração.

A análise consiste em resolver o sistema de equações dado pelas equações de equilíbrio de continuidade de fluxo (III.38) e (III.43) que na forma matricial é dado por

$$\begin{bmatrix} \tilde{K} & \tilde{L} \\ \tilde{L}^T & -\frac{1}{2} \Phi \Delta t \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta\delta \\ \Delta\psi \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Delta f \\ \Delta t \Phi \tilde{\psi}(n) \end{bmatrix} \quad (\text{III.44})$$

A matriz de rigidez \tilde{K} , que relaciona forças e deslocamentos, é representada no Sistema CRISP pelo vetor SS. A matriz de rigidez \tilde{L} que relaciona os deslocamentos a poro-pressões é representada no Sistema CRISP pelo vetor RLT. Já a matriz de rigidez $-\frac{1}{2} \Phi \Delta t$ contém os termos das poro-pressões e é representado no Sistema CRISP pelo vetor ETE. Para um ponto nodal com três graus de liberdade (u, v e p), onde p representa a poro-pressão, o programa monta uma sub-matriz 3×3 constituída pelos vetores SS, RLT e ETE conforme abaixo:

$$\text{Cada n\~{o}} \begin{matrix} u \\ v \\ p \end{matrix} \begin{bmatrix} & u & v & p \\ & SS & SS & RLT \\ & SS & SS & RLT \\ & RLT & RLT & ETE \end{bmatrix} \quad (\text{III.45})$$

O Sistema, ent\~{a}o, monta o vetor unidimensional SG formado a partir dos elementos da matriz triangular superior de (III.45) para todos os n\~{o}s da malha de forma que todas as vari\~{a}veis de um n\~{o} s\~{a}o alocadas juntas. Tais procedimentos s\~{a}o realizados pela SUBROTINA LSTIFF.

III.5 CONSIDERAÇÕES QUANTO À ESCOLHA DOS ELEMENTOS E DOS INTERVALOS DE TEMPO DE CADA INCREMENTO NA ANÁLISE DE ADENSAMENTO

Na an\~{a}lise de adensamento pelo m\~{e}todo dos elementos finitos s\~{a}o adotados dois enfoques para descrever a varia\~{c}\~{a}o do excesso de poro-press\~{a}o no interior do elemento.

- (i) todos os pontos nodais apresentam graus de liberdade de incrementos de poro-press\~{a}o e deslocamentos;
- (ii) os pontos nodais definidores dos incrementos de poro-press\~{a}o s\~{a}o em menor n\~{u}mero que os definidores dos incrementos de deslocamentos.

Por exemplo, se o elemento triangular de deforma\~{c}\~{a}o linear (LST) \u00e9 utilizado na an\~{a}lise de adensamento, ent\~{a}o os incrementos de poro-press\~{a}o podem ser definidos em todos os seis pontos nodais (primeiro enfoque, com varia\~{c}\~{a}o quadr\~{a}tica das poro-press\~{a}o) ou apenas em tr\~{e}s v\~{e}rtices (segundo enfoque, onde a varia\~{c}\~{a}o \u00e9 linear). Embora ambos os enfoques sejam utilizados com sucesso na pr\~{a}tica, em geral o \u00faltimo \u00e9 o mais indicado, de forma que os excessos de poro-press\~{a}o, tens\~{o}es e deforma\~{c}\~{o}es tenham varia\~{c}\~{o}es lineares. Nos elementos quadrilaterais \u00e9 mais comum ter-se todos os pontos nodais com graus de liberdade de press\~{a}o neutra e deslocamentos (GUNN [45]). No Sistema CRISP, os elemen-

tos utilizados em análise de adensamento apresentam funções de interpolação com graus de variação de excesso de pressão neutra compatível com as tensões.

Os intervalos de tempo para a análise de adensamento devem ser escolhidos após se considerar os seguintes fatores (GUNN [45]):

- (i) os excessos de poro-pressões são admitidos variar linearmente com o tempo durante cada incremento;
- (ii) em uma análise não-linear os incrementos de tensões efetivas não devem muito grandes (o mesmo critério se aplica nas análises drenadas e não-drenadas).
- (iii) sugere-se utilizar o mesmo número de incrementos de tempo em cada ciclo de logaritmo de tempo. Assim, o mesmo número de incrementos de tempo a ser usado numa análise de 1 a 10 dias seja também usado numa análise de 10 a 100 dias). Além disso, não menos que três passos de tempo devem ser utilizados por ciclo de logaritmo de tempo (para um log base 10).

Assim um possível esquema poderia ser:

Nº DE INCREMENTO	INCREMENTO DE TEMPO (MIN.)	TEMPO ACUMULADO (MIN.)
1	1	1
2	1	2
3	3	5
4	5	10
5	10	20
6	30	50
7	50	100
8	100	200
9	300	500
10	500	1000

Este esquema poderia ser levemente diferente no início e fim de uma análise (ver abaixo):

- (iv) poderão ocorrer problemas numéricos caso se utilizem incrementos de tempo muito reduzidos próximo ao início da análise.
- (v) quando alguma mudança de condição de fronteira de poro-pressão é efetuada, o intervalo de tempo associado deve ser grande o suficiente para permitir que o adensamento se processe nos nós próximas às fronteiras. Se tal não é feito então a solução irá prever excessos de poro-pressões que apresentam oscilações (tanto em tempo quanto em espaço).

As considerações (iv) e (v) parecem conflitar no valor estipulado de tempo para se alcançar soluções bem acuradas no início da análise. GUNN [⁴ ⁵] comprovou este fato, obtendo uma distribuição errática de pressão neutra para um tempo inicial muito pequeno. Para tempos iniciais maiores foi obtida boa concordância. A consideração (v) irá frequentemente acarretar que a resposta real não-drenada não será obtida na solução. O seguinte procedimento, entretanto, usualmente implica em resultados satisfatórios.

- (a) aplicação das cargas no 1º incremento (ou nos primeiros incrementos no caso de análise não-linear) sem introduzir quaisquer condições de contorno de poro-pressões.
- (b) introduzir a condição de contorno de poro-pressões no incremento seguinte ao da aplicação das cargas (GUNN [⁴ ⁵]).

III.6 O MÉTODO FRONTAL DE SOLUÇÃO DE EQUAÇÕES NO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

III.6.1 - Considerações Gerais

Uma das maiores versatilidades do Sistema CRISP reside na utilização do Método Frontal (IRONS [⁴⁸]) de resolução das equações diferenciais simétricas do M.E.F.

No contexto do M.E.F., a eficiência do Método Frontal é dependente da ordenação dos elementos, sendo a ordenação dos pontos nodais desprezível. O Sistema CRISP não dispõe do algoritmo para reordenar os elementos, de forma que para malhas com grande número de elementos, o usuário deve especificar o ordenamento conveniente no arquivo de entrada de dados do programa GCRISP (cartões H e I, Apêndice I.1). SLOAN e RANDOLPH [⁷⁹] apresentaram um algoritmo para o reordenamento de elementos da malha, no qual os pontos nodais são reenumerados na tentativa de minimizar os nós ativos. Define-se como nós ativos aqueles em que seus graus de liberdade ainda não foram resolvidos e por isso ainda constam como incógnitas no sistema de equações na Memória Central. Após resolvidas as incógnitas do ponto nodal, este é eliminado e armazenado no "buffer".

A vantagem principal da Solução Frontal está na economia de Memória Central, pois ao invés de se montar a matriz de rigidez global de uma só vez para a resolução das equações, resolvem-se as equações montando-as e reduzindo-as ao mesmo tempo.

SLOAN e RANDOLPH [⁷⁹] demonstram que para elementos finitos de ordem superior (elementos com pontos nodais intermediários) pode-se obter um eficiente ordenamento considerando-se apenas os pontos nodais dos vértices.

III.6.2 - A Solução Frontal no Sistema CRISP

No Sistema CRISP a Solução Frontal é realizada pela sub-rotina FRONTZ; antes da solução, no entanto, o programa chama três sub-rotinas, conhecidas como Pré-frontais. Tais sub-rotinas são a MAKENZ (que calcula os graus de liberdade de todos nós correntemente presentes na malha), a MLAPZ (que marca a última ocorrência de cada nó, indicando quando o nó está pronto para a eliminação) e a SFWZ que conta o número de variáveis ativas atribuindo lugares no "front" para novas variáveis, eliminando então as equações já processadas. Tal procedimento assegura que a Solução Frontal subsequente ocorrerá sem interrupções.

O Método Frontal começa logo que a primeira matriz de rigidez do elemento é alocada na região frontal (FRONT). A região frontal é constituída de um vetor uni-dimensional particionado em quatro regiões distintas. Na versão atual do programa, tem-se a distribuição da Fig. III.6.



onde:

- 1: região dos termos ativos da matriz de rigidez
- 2: região dos termos ativos de carregamento
- 3: região para checagem de mal-condicionamento numérico
- 4: região dos coeficientes eliminados ("buffer")

Fig. III.6 - Disposição da Região Frontal

As regiões 1, 2 e 3 formam o "Front". As fronteiras são invioláveis e são baseadas no comprimento máximo do front (MAXPA) determinado em SFWZ. O comprimento máximo do FRONT ("MAXIMUM FRONT WIDTH") na análise é calculado no programa da geometria da malha através das subrotinas pré-frontais, sendo este valor apresentado na listagem de saída do programa. A título de exemplo, neste trabalho, as análises drenadas e não drenadas apresentaram na malha de elementos finitos 750 graus de liberdade, sendo o comprimento máximo do FRONT de 64 graus de liberdade. Na análise de adensamento com 817 graus de liberdade o FRONT máximo foi de 77 graus de liberdade na resolução do sistema de equações.

A solução das equações se dão conforme descrito a seguir: a matriz de rigidez do elemento é acoplada dentro locais apropriadas na região 1. A fase de eliminação começa quando todas as equações da matriz estão alocadas, verificando-se em seguida quais as variáveis que são prescritas. Os termos de carregamentos são alocados na região 2. Os coeficientes da equação completa são transferidos um por um para o "buffer" e o próximo elemento é em seguida acoplado, sendo todo o processo repetido sequencialmente.

Se durante a solução frontal o tamanho de "buffer" não é suficiente para manter todos os coeficientes eliminados, o "buffer" se torna saturado, sendo então armazenado num disco provisório. Tal procedimento é realizado pelas rotinas STOREQ e WRTN. Depois, durante a retro-substituição, se dá o procedimento contrário, isto é, os coeficientes armazenados no disco provisório são recuperados, sendo tal procedimento realizado pelas rotinas GETEQN e RDN.

III.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Procurou-se neste capítulo apresentar em plano geral os conceitos fundamentais relativos a temas considerados relevantes no Sistema CRISP. A teoria de estados críticos foi comentada a partir dos seus elementos básicos, os invariantes de tensões e deformações, até os modelos constitutivos da teoria: Cam-Clay e Cam-Clay modificado.

Em seguida, abordou-se a teoria do adensamento acoplado de Biot e a sua formulação para o método dos elementos finitos, concluindo-se o capítulo com o Método Frontal, apresentado aqui de forma suscinta, dando-se ênfase à sua aplicação no Sistema CRISP.

CAPÍTULO IV

DESCRIÇÃO DO SISTEMA CRISP IMPLEMENTADO NO COMPUTADOR

BURROUGHS B-6800

IV.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo é apresentada a descrição do Sistema CRISP implementado no Computador Burroughs B-6800 do NCE/UFRJ, constando de um histórico do Sistema, suas maiores versatilidades e estruturação. Os programas constantes do Sistema são sumarizados e são feitas considerações sobre o mecanismo de parada e reinício da análise.

IV.2 HISTÓRICO

A incorporação dos modelos de estado crítico em programas computacionais, bem como o seu desenvolvimento, tiveram lugar principalmente nas Universidades de Cambridge e de Swansea no Reino Unido. Esses programas têm sido mais utilizados em atividades de pesquisa científica e progressivamente estão sendo utilizados pela comunidade geotécnica, de forma que a resultante desses estudos resultou no Sistema computacional CRISP, cujo início de desenvolvimento data de 1973.

O livro de autoria de BRITTO & GUNN [²⁴] descreve detalhadamente o sistema CRISP, tanto na parte teórica como nas suas aplicações.

SIMPSON [⁷⁸] foi um dos primeiros a desenvolver programas de elementos finitos empregando modelos de comportamento de solos baseados na mecânica dos solos no estado crítico com aplicação no aterro-teste Kings Lynn. Foram realizadas análises drenada e não-drenada, cujos resultados de recalques a curto e longo prazo compararam muito bem com os valores medidos em campo; entretanto, o mesmo não se pode dizer dos resultados de pressões neu

tra, bem como a comparação dos deslocamentos verticais fora do pé do aterro. WROTH e SIMPSON [87] também apresentaram os resultados dessa análise.

THOMPSON [84] melhorou o programa de SIMPSON [87] para as previsões do tipo A (LAMBE [50]) no aterro-teste do MIT. As previsões em geral foram boas, destacando as previsões de pressões neutras, em particular, cujos resultados foram melhores que os apresentados por outros pesquisadores (WROTH [86]).

ZYTINSKI [90] fazendo uso dos resultados de SIMPSON [78] e THOMPSON [84] desenvolveu o programa CRISTINA (Critical State Numerical Algorithm).

BASSET & outros [15] utilizaram nova versão do programa anterior com análise de adensamento acoplado para prever o comportamento de aterros construídos em centrífugas. O excesso de pressões neutras gerados na centrífuga, bem como a velocidade de dissipação da mesma foram bem previstos, mas os deslocamentos previstos foram em geral excessivos.

BRITTO & GUNN [24] desenvolveram o programa CRISP (CRitical STate PRogram). Ao longo dos anos, o programa tem sido utilizado por vários pesquisadores para comparação entre previsões numéricas e observações obtidas em:

- a) túneis (SENEVIRATNE [76]; MAIR [56] e TAYLOR [83]);
- b) escavações a céu aberto (TAYLOR [70]);
- c) aterros sobre solos moles (BASSET & outros [15]; ALMEIDA [2, 3, 5]; ALMEIDA & ORTIGÃO [10]).

ALMEIDA [3] utilizou a última versão do programa CRISP na previsão do comportamento do Aterro I do IPR DNER, sendo observada uma razoável concordância entre deslocamentos e recalques medidos e calculados. Esses resultados foram

também comparados (ALMEIDA e ORTIGÃO, [10]) com cálculos utilizando o programa FEECON (modelo elástico não-linear) desenvolvido no MIT e a superioridade das previsões numéricas da teoria do estado crítico ficaram evidentes.

O programa CRISP foi utilizado por ALMEIDA [5] na previsão de comportamento de um aterro construído em estágios em centrífuga, sendo obtida boa concordância tanto de pressão neutra como de valores máximos de deslocamentos horizontais e verticais. Entretanto, os perfis de deslocamentos com a profundidade não foram bem previstos. Tais análises foram também apresentadas por ALMEIDA e outros [8]

Em 1982 criou-se um Grupo de Usuários do Sistema CRISP ("CRISP Users Group"), que reúne-se com frequência bi-anual, aproximadamente, para discutir aspectos relacionados com o programa e análises realizadas, distribuindo-se também frequentemente uma circular com as eventuais correções ou adições ao programa. A COPPE/UFRJ é membro deste Grupo.

IV.3 VERSATILIDADE DO SISTEMA CRISP IMPLEMENTADO

O programa tem o potencial de realizar análises drenadas, não drenadas e de adensamento acoplado (teoria de Biot) para casos bi-dimensionais (plano-deformação ou axi-simétrico) e tri-dimensionais. Os modelos disponíveis são: a) modelos elásticos anisotrópico ou isotrópico com variação das propriedades elásticas com a profundidade; b) modelos de estado crítico (Cam-Clay e Cam-Clay modificado); modelos elasto-plásticos perfeitos de Tresca, Von Mises, Mohr-Coulomb ou Drucker - Prager.

O programa utiliza elementos triangulares ou quadrilaterais com incógnitas de deslocamentos de variações quadráticas ou quárticas e incógnitas de poro-pressões com variações lineares ou cúbicas. Em análises tri-dimensionais utiliza-se o elemento hexaédrico com ou sem incógnitas de poro-pressões (maiores detalhes ver item IV.4.4).

O programa pode simular seqüências de escavação ou construção de aterro por remoção ou adição de elementos da malha de elementos finitos durante a análise. Como técnica de análise não-linear utiliza o processo puramente incremental de matriz de rigidez tangente. O programa permite atualizar as coordenadas nodais com o progresso da análise, sendo que tal artifício não provoca efeito algum nos modelos de estado crítico, uma vez que quando o estado de tensões parte de uma superfície de escoamento para outro, o estado de equilíbrio é satisfeito.

Na versão implementada no Computador Burroughs B-6800 do NCE/UFRJ pode-se entrar com os dados em formato livre. Utilizou-se a precisão simples, que não é prejudicial tendo em vista que cada registro ou palavra do B-6800 consta de 6 bytes (48 bits), propiciando excelentes aproximações. É possível também utilizar o dispositivo de STOP/RE-START que consiste em parar uma determinada análise e reiniciá-la a partir de qualquer incremento previamente processado, podendo-se guardar em disco quaisquer incrementos da análise. A técnica de reiniciar a análise será descrita no item IV.4.7.

IV.4 DESCRIÇÃO DO SISTEMA CRISP IMPLEMENTADO NO COMPUTADOR BURROUGHS B-6800

IV.4.1 - Considerações Gerais

A maioria dos sistemas de médio porte para análise em elementos finitos constitui-se de um só programa. No entanto, para se utilizar o SISTEMA CRISP, são necessários rodar dois programas, um para a parte geométrica e outra para a análise propriamente dita. À primeira vista pode parecer que a análise seja mais longa que a dos programas convencionais. Entretanto, o Sistema CRISP foi projetado para ajudar o usuário a evitar erros comuns na análise por elementos finitos. A experiência tem demonstrado que erros na especificação de malha de elementos finitos pelo usuário são frequentes, de forma que, pa

ra evitar esses possíveis erros, pode-se conferir a listagem de saída, antes de partir para a análise completa do problema.

O Sistema CRISP implementado no computador B-6800 do NCE/UFRJ consta de três blocos interdependentes utilizados seqüencialmente, cada bloco contendo uma função específica, a saber: (ver fig. IV.1).

- (i) BLOCO 1. Prepara a geometria e checa a malha de elementos finitos utilizada. O programa que realiza esta tarefa foi denominado GCRISP, o qual lê um arquivo só contendo dados da geometria (GEODATA). Terminada esta análise, são criados dois arquivos (ARQ/3 e ARQ/4) a serem explicados adiante e que serão pós-processados no Bloco 2.
- (ii) BLOCO 2. Este bloco contém o programa principal, denominado MCRISP, que faz a análise numérica propriamente dita do problema. O Programa MCRISP lê os arquivos processados anteriormente no GCRISP (contendo os dados de geometria da malha ARQ/3 e ARQ/4) e um outro arquivo contendo as propriedades dos materiais, tensões in-situ, etc. Caso se deseje utilizar o mecanismo de parar e reiniciar a análise, são criados dois arquivos (ARQ/2 e ARQ/16) em disco que, re-iniciada a análise, são lidos como ARQ/1 e ARQ/11. Nesta análise ainda são criados quatro outros arquivos (ARQ/9, ARQ/17, ARQ/18 e ARQ/19) para serem pós-processados no terceiro bloco.
- (iii) BLOCO 3. Este bloco plota os resultados das análises. O programa plotter, denominado PCRISP, lê os arquivos ARQ/9 e ARQ/17 criados no Bloco 2 contendo os resultados dos incrementos pré-selecionados, bem como o arquivo contendo informações sobre que parâmetros a plotar (arquivo PARAM). Por escassez de tempo, o programa PCRISP não foi completamente implementado, conforme explicado no item IV.4.8.

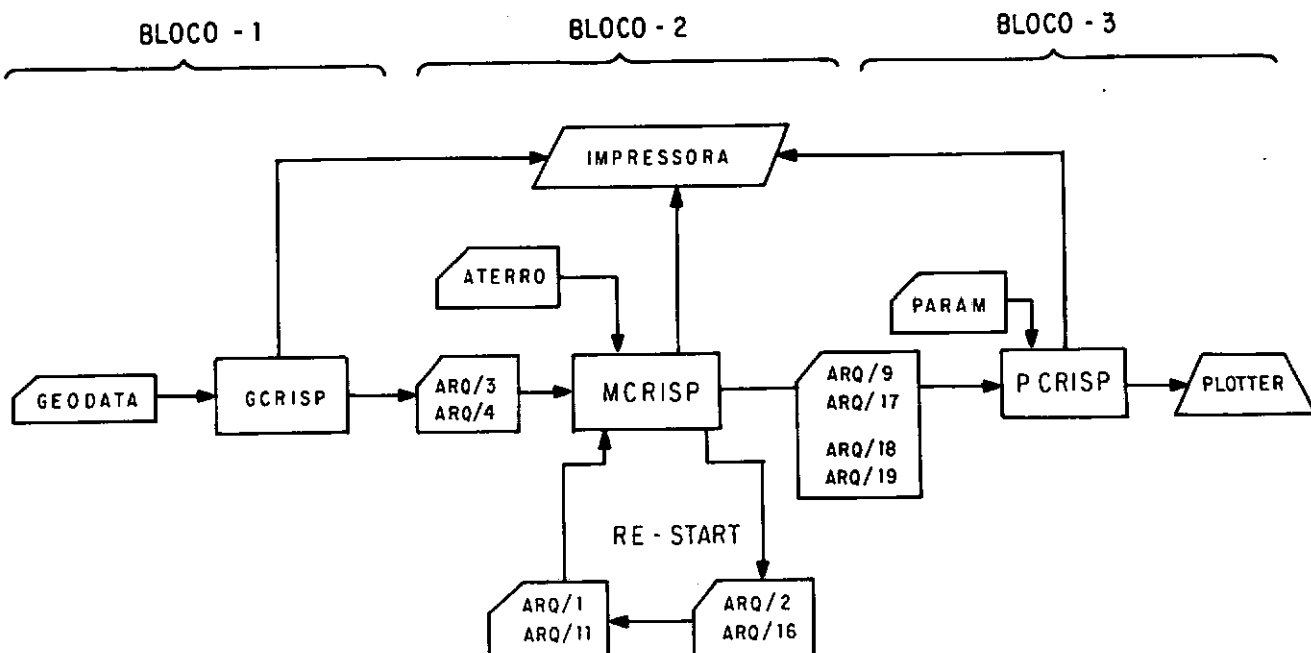


Fig. IV.1 - Estruturação do Sistema CRISP implementado no Burroughs B-6800

IV.4.2 - O Programa GCRISP da Geometria da Malha de Elementos Finitos

A estruturação do Bloco 1 é apresentada na Fig. IV.1. O programa GCRISP lê o arquivo de dados denominados GEODATA, apresentando como saída uma listagem da impressora e dois arquivos de dados em disco denominados ARQ/3 e ARQ/4, visto serem esses dois arquivos lidos pelo programa MCRISP em duas subrotinas diferentes. Tais arquivos guardam os dados relativos à geometria da malha para o pós-processamento no programa Principal (Programa MCRISP). O Arquivo GEODATA de dados da Geometria da Malha de Elementos Finitos é lido em formato livre (controlado pela subrotina FFIN), cujo su-

mário dos cartões de entrada de dados é apresentado no Apêndice I.1.

IV.4.3 - Resumo do Programa GCRISP

O Programa Principal (MAIN) aloca o vetor G através da subrotina MAIN2, que estabelece algumas constantes e aloca dinamicamente no vetor G os vetores reais (a partir do início em índices crescentes) e os vetores inteiros (a partir do fim em índices decrescentes). Em seguida, é chamada a principal rotina de controle (Subrotina GPSUB), que lê as coordenadas dos pontos nodais (Subrotina RDCOD), lê a conectividade elemento-nó (Subrotina CONECT), calcula as coordenadas dos pontos nodais adicionais através da (Subrotina MIDSID, caso haja lados curvos) e lê as coordenadas dos pontos nodais com incógnitas de deslocamentos especificados pelo usuário (Subrotina CUREDG), calcula as coordenadas dos pontos nodais com incógnitas de excesso de poro-pressão (Subrotina MIDPOR), caso o lado seja curvo, lê as coordenadas dos pontos nodais com incógnitas de excesso de pressão neutra ao longos dos lados dos elementos conforme especificado pelo usuário (Subrotina CUREDG), calcula o número de graus de liberdade para cada ponto nodal (Subrotina MAKENZ), calcula o número de graus de liberdade total da malha (Subrotina CALDOF), marca a última ocorrência dos pontos nodais admitindo a montagem dos elementos de acordo com a ordem Frontal especificada, se for o caso; calcula o comprimento máximo do FRONT e a alocação de memória principal ("CORE") para a solução das equações pelo Método Frontal (Subrotina SFWZ). Finalizando a Subrotina GPSUB chama a Subrotina GPOUT para a impressão dos vetores relativos a coordenadas dos pontos nodais e conectividade com os elementos.

Terminada a Subrotina GPSUB o programa retorna a Subrotina MAIN2, que chama a Subrotina MCRLNK que, por sua vez, vai criar os arquivos em disco (ARQ/3 e ARQ/4) contendo todos os dados de geometria da malha para o pós-processamento pelo programa MCRISP.

O Programa dispõe da Subrotina FFIN que possibilita a leitura de arquivos de dados em forma livre. Consta

ainda no Program GCRISP um Bloco de dados, chamado de BDATA1, e um conjunto de subrotinas de inicialização de vetores.

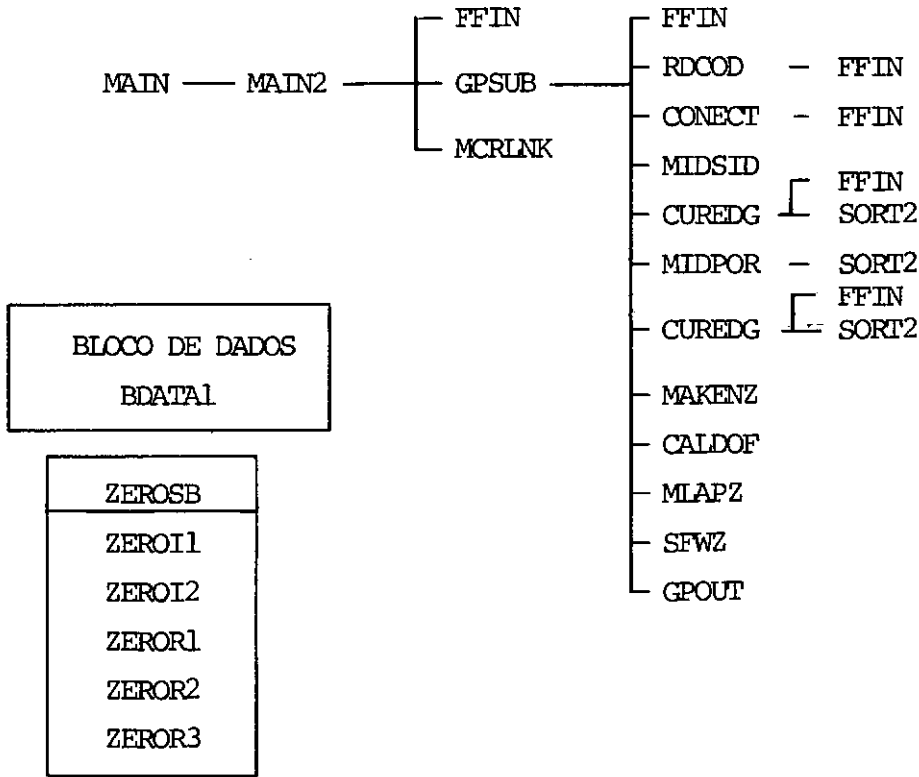
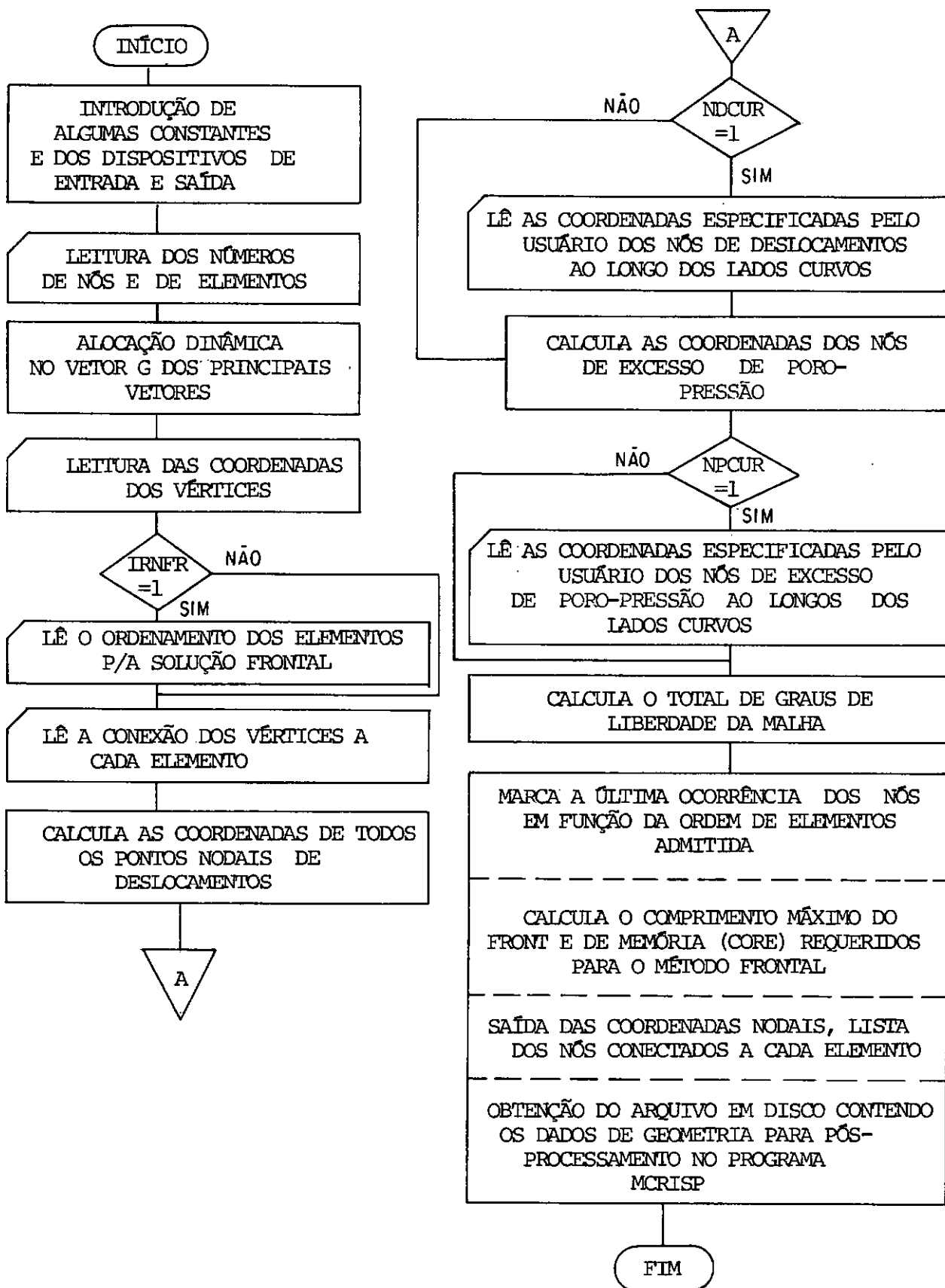


Fig. IV.2 - O Diagrama de Fluxo do Programa GCRISP

O Diagrama de Fluxo do programa é apresentado na Fig. IV.2, onde se pode observar o conjunto de subrotinas ZEROSB, que são chamadas por todo o decorrer do programa para iniciar (zerar) vetores, assim como o bloco de dados BDATA1. As especificações das subrotinas são apresentadas no Apêndice II.1.

O programa GCRISP pode ser sumarizado pelo fluxo grama abaixo.



Obs.: O Programa GCRISP cria também um outro arquivo de dados contendo informações da geometria da malha para ser posteriormente processado pelo programa MESH. No entanto, o programa MESH não pôde ser implantado no sistema Burroughs B-6800 pela razão de não ter sido trazido para o Brasil, de forma que na versão implementada o arquivo de dados é criado (CPD/DADOS), porém não é utilizado.

Saída do Programa GCRISP

O Programa GCRISP, relativo à análise da geometria do problema, apresenta as seguintes informações como saída dos resultados:

- Nome do programa
- Local e Data da implementação
- Número do LINK relativo à malha utilizada
- Parâmetros de controle especificados nos cartões C e D de entrada de dados (ver Apêndice II.1)
- Memória total utilizada na análise geométrica
- Coordenadas dos vértices dos elementos
- Caso se especifique uma ordenação dos elementos para o método Frontal esta ordenação é impressa
- Lista contendo o tipo do elemento, o tipo do material e os vértices de todos os elementos de acordo com o especificado pelo usuário
- Listagem dos nós com incógnitas de deslocamentos com as respectivas coordenadas
- Caso se utilizem elementos de dados curvos, o programa imprime as coordenadas dos nós conforme estes são lidos
- Na presença de nós adicionais de excesso de poro-pressões, o programa lista os nós e as coordenadas calculadas
- Valor do comprimento máximo do FRONT (Solução Frontal)
- Valor da memória mínima para a solução das equações
- Memória adicional para a solução interna ("IN-CORE SOLUTION")
- Listagem completa de todos os nós conectados a cada elemento, constando o número do elemento, o tipo do elemento, o número referente à zona do material e os vértices dos elementos impressos no sentido anti-horário seguidos dos nós adicionais de incógnitas de deslocamento e/ou excesso de poro-pressões.

- Número total de nós
- Número total de graus de liberdade na solução.

IV.4.4 - Os Tipos de Elementos Finitos Utilizados no Sistema CRISP

Os tipos dos elementos são definidos no programa GCRISP por MXTYP, que é associado aos oito tipos de elementos admitidos no programa. A tabela IV.1 relaciona o tipo de elemento MXTYP com as variações internas de deslocamentos, deformação e excesso de poro-pressão.

MXTYP	NOME DO ELEMENTO	DESLOCAMENTO	DEFORMAÇÃO	EXCESSO DE PORO-PRESSÕES
2	Triângulo de deformação linear (LST*)	Quadrático	Linear	-
3	LST com variação linear do excesso de pressão neutra	Quadrático	Linear	Linear
4	Quadrilátero de deformação linear (LSQ*)	Quadrático	Linear	-
5	LSQ com variação linear de excesso de pressão neutra	Quadrático	Linear	Linear
6	Triângulo de deformação cúbica (CuST*)	Quártico	Cúbico	-
7	CuST com variação cúbica de excesso de poro-pressão	Quártico	Cúbico	Cúbica
8	Hexaedro de deformação linear (LSB*)	Quadrático	Linear	-
9	LSB com variação linear de excesso de poro-pressão	Quadrático	Linear	Linear

*LST = Linear Strain Triangle
LSQ = Linear Strain Quadrilateral

CuST = Cubic Strain Triangle
LSB = Linear Strain Brick

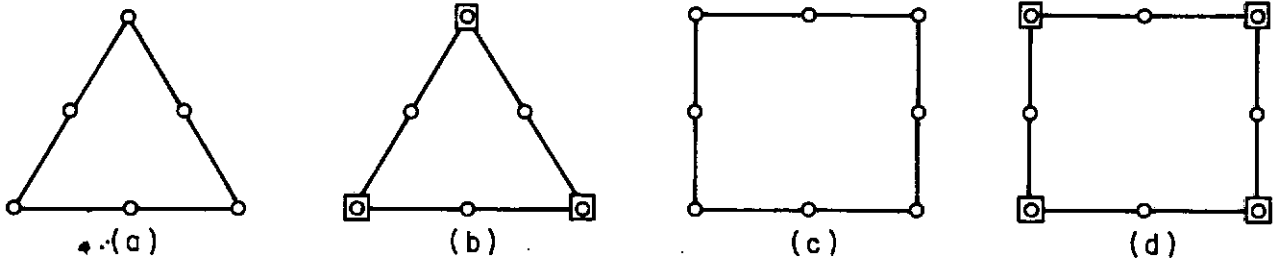
Tab. IV.1 - Tipos de Elementos Utilizados no Sistema CRISP

A figura IV.3 apresenta os elementos referidos acima. À medida que novos nós são adicionados nos elementos de cada família (triangular ou quadrilateral) maior é o grau de variação das funções de interpolação dos deslocamentos e deformações. Nos elementos quadrilaterais, a ordem da polinomial não depende necessariamente da direção. Quando isto ocorre, o elemento não é em geral de boa versatilidade.

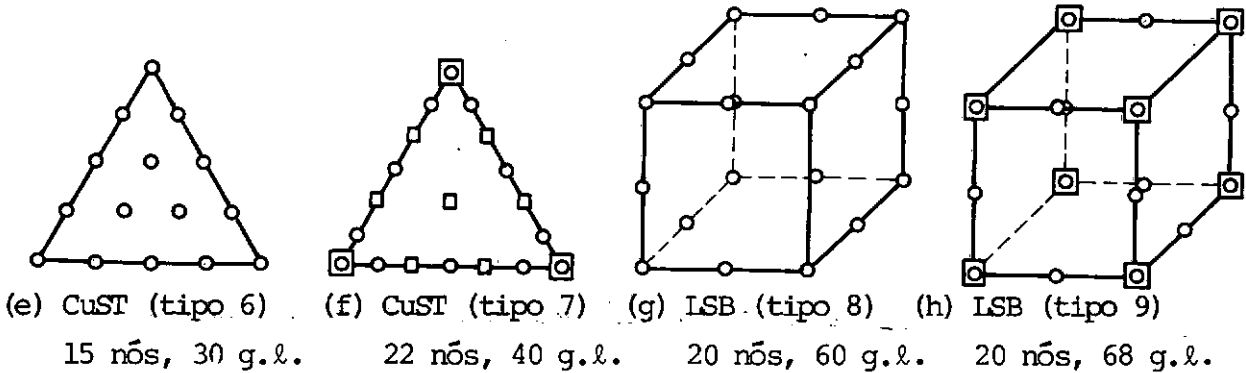
Nos elementos quadrilaterais apresentados na pág. 51, as funções de interpolação são as mesmas em ambas as direções. ZIENCKIEWICZ [89] acha preferível a utilização de poucos elementos de graus de deslocamentos superiores do que muitos elementos de menor ordem. GUNN [45] recomenda utilizar elementos com variação de deformação linear (isto é, elementos triangulares com 6 nós ou quadrilaterais de 8 nós), e salienta que a preferência entre os elementos triangulares e quadrilaterais é mais de caráter pessoal, apesar do elemento triangular apresentar um campo de deslocamento quadrático completo, o que constitui numa vantagem do ponto de vista de maior velocidade de convergência da solução. Salienta ainda que se a malha é basicamente retangular é possível se obter, para um certo nível de acurácia, uma solução mais barata com elementos quadrilaterais do que com triangulares.

Se por um lado, é necessário produzir uma malha graduada (isto é, fina na região de concentração de tensões, e mais grossa fora desta região), o uso de elementos triangulares é mais atrativo. Em análises tri-dimensionais é conveniente o uso do elemento hexaédrico com 20 nós com as deformações variando linearmente em cada uma das três direções que é equivalente ao elemento quadrilateral de oito nós utilizado para casos bi-dimensionais.

Em análise de adensamento é de maior conveniência utilizar elementos com ordem de variação de deslocamentos um grau maior do que a variação dos excessos de pressão neutra, de forma que ambas as tensões efetivas e o excesso de poro-pressão tenham o mesmo grau de variação no interior do elemento, conforme abordado no capítulo III.



(a) LST (tipo 2) (b) LST (tipo 3) (c) LSQ (tipo 4) (d) LSQ (tipo 5)
 6 nós, 12 g.l. 6 nós, 15 g.l. 8 nós, 16 g.l. 8 nós, 20 g.l.



(e) CuST (tipo 6) (f) CuST (tipo 7) (g) LSB (tipo 8) (h) LSB (tipo 9)
 15 nós, 30 g.l. 22 nós, 40 g.l. 20 nós, 60 g.l. 20 nós, 68 g.l.

g.l. - graus de Liberdade

o - incgnita de deslocamento

□ - incgnita de excesso de poro-pressão

Fig. IV.3 - Os diferentes tipos de elementos disponíveis
 no Sistema CRISP

Os elementos dos tipos 3, 5, 7 e 9, que contm o grau de liberdade de excesso de poro-pressão, são utilizados em análises de adensamento. Nas análises realizadas neste trabalho, utilizaram-se elementos triangulares do tipo 3 para a fundao e elementos triangulares (tipo 2) e quadrilaterais (tipo 4) no aterro, pois o programa admite a inclusão de mais de um tipo de elemento na malha.

IV.4.5 - O Programa MCRISP da Análise propriamente dita do Problema

O Programa MCRISP constitui-se no Bloco 2 do esquema montado na figura IV.1. O Programa MCRISP lê os arquivos ARQ/3 e ARQ/4 processados pelo programa GCRISP no Bloco 1 e o arquivo de dados (denominado ATERRO), proposto pelo usuário, contendo as propriedades dos materiais, as tensões in-situ, carregamentos, etc. O sumário do arquivo de dados ATERRO que é fornecido em formato livre, é apresentado no Apêndice I.2. São criados opcionalmente os Arquivos ARQ/9, ARQ/17, ARQ/18 e ARQ/19 para serem pós-processados no registrador gráfico ("Plotter"). Caso se queira parar a análise em um certo incremento e reiniciá-la posteriormente, pode-se utilizar do Mecanismo de PARADA e REINÍCIO descrito no item IV.4.7.

IV.4.6 - Resumo do Programa MCRISP

A análise do problema inicia-se na SUBROTINA MAST2, que aloca no "COMMON GVAR" o vetor G contendo os principais vetores da análise. Os vetores contendo os índices e os dados dos pontos de integração são alocados em um "Block Data". Os vetores de dimensões fixas são armazenados no programa em blocos de "COMMON". Na SUBROTINA MAST2 o vetor G é dimensionado pelo processo denominado de "Pseudo-Dimensionamento Dinâmico". Pode-se observar no Programa que todos os vetores não apresentam dimensões fixas. As dimensões dos vetores são determinadas por variáveis relacionando o número de elementos (NEL), número de nós (NN), etc.

Sabendo-se que estes parâmetros variam de problema a problema, haveria frequentemente uma enorme sub-utilização de memória para problemas menores caso fossem admitidas dimensões fixas para os vetores utilizados no armazenamento de dados. Desta forma, na primeira análise do problema, o programa imprime valores que permitem com que se tenha idéia aproximada do tamanho de vetor G. Esse processo apresenta a desvantagem de apresentar subrotinas com

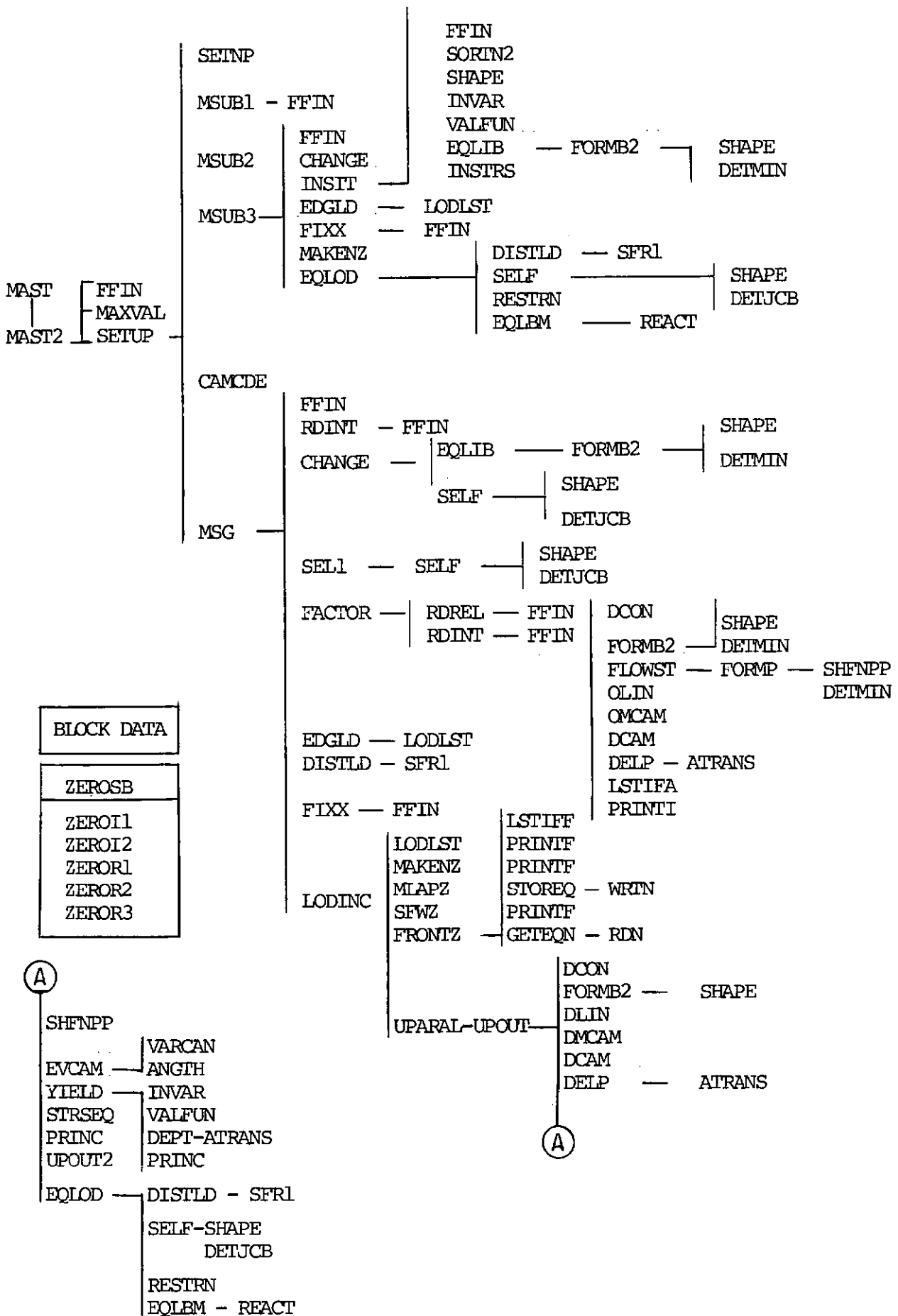


Fig. IV.4 - O Diagrama de fluxo do programa MCRISP

listas de argumentos excessivamente longas, devido à passagem de um grande número de vetores de uma subrotina maior a outras menores, uma vez que, em vez de declarar apenas os vetores nas subrotinas que os utilizam, têm-se também que declarar os vetores nas subrotinas intermediárias. Entretanto os benefícios advindos desse dimensionamento compensam plenamente esta desvantagem.

A Fig. IV.4 apresenta o Diagrama de Fluxo do programa MCRISP contendo todas as subrotinas presentes na análise, o bloco de dados "BLOCK DATA" (contendo constantes e dados de integração numérica), e o conjunto de subrotinas iniciadoras de vetores (ZEROSB). As especificações das subrotinas são apresentadas no Apêndice II.2

A subrotina SETUP gerencia um conjunto de diferentes tarefas para as quatro subrotinas de controle (SUBROTINAS MSUB1, MSUB2, MSUB3 e MSG).

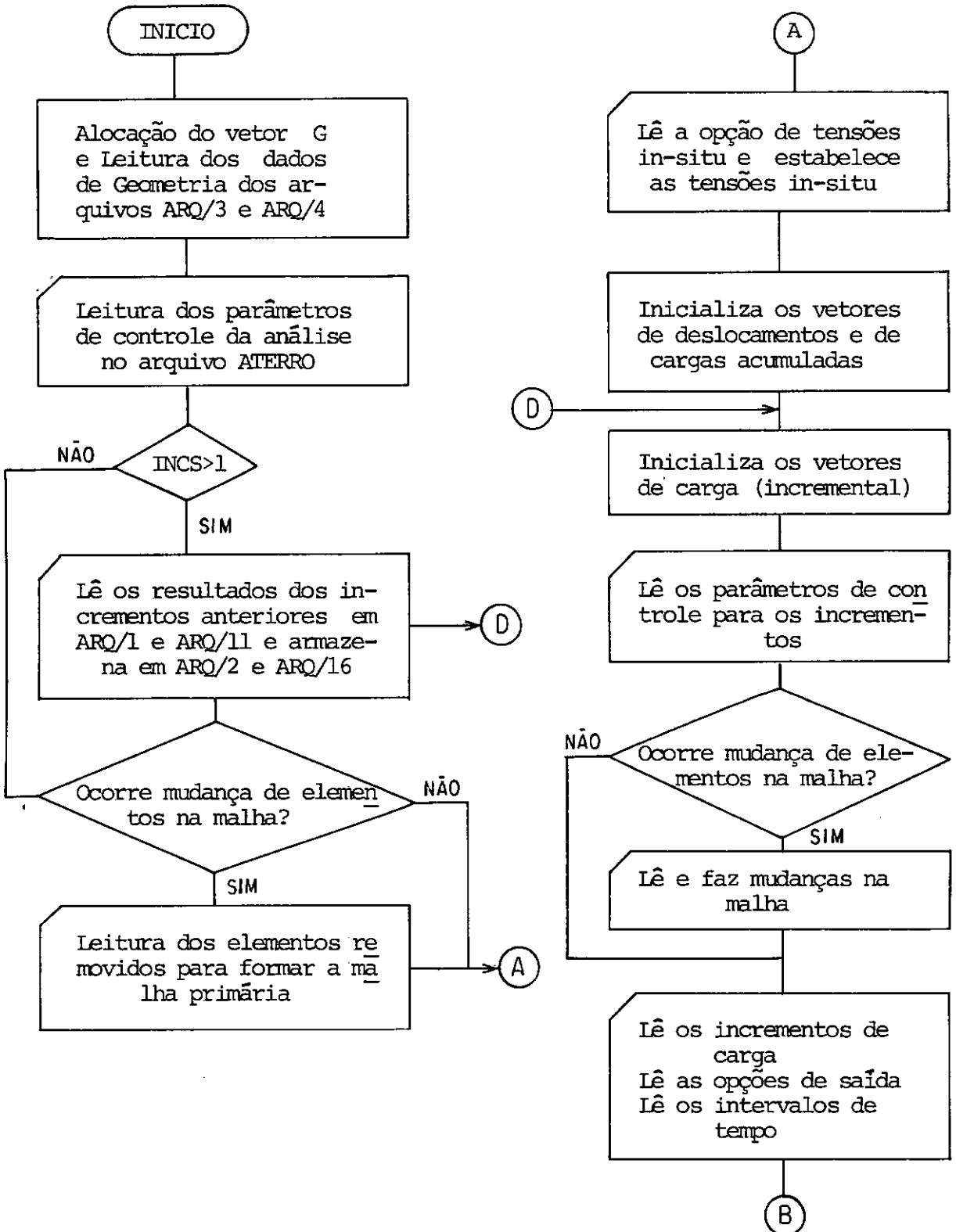
A SUBROTINA MSUB1 lê os parâmetros de controle e as propriedades dos diferentes materiais da malha.

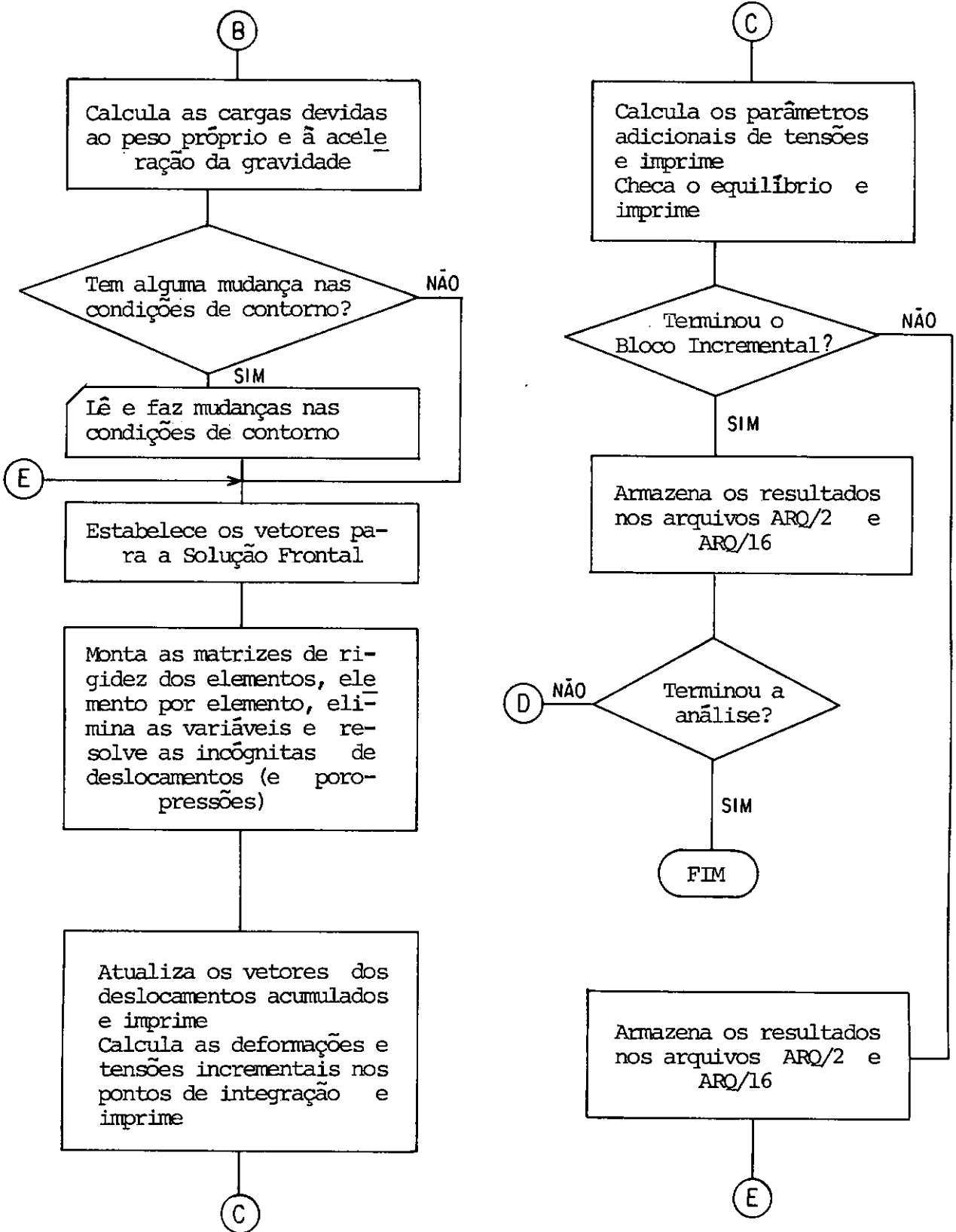
A SUBROTINA MSUB2 é a responsável pelo mecanismo de PARADA e REINÍCIO da análise. Este mecanismo será melhor explicado no decorrer deste capítulo.

A SUBROTINA MSUB3 é a principal rotina de controle das tensões in-situ; ela calcula essas tensões e verifica o equilíbrio, só sendo ativada quando a análise parte do primeiro incremento. Numa análise reiniciada o ponto de reinício da análise é estabelecido em MSUB2, sendo que MSUB3 não é chamada neste caso uma vez que as tensões in-situ iniciais já foram calculadas ao fim do incremento anterior.

Na definição das tensões in-situ são especificadas as condições de fronteira através de restrições nos pontos nodais (deslocamentos nulos), pressões atuantes nos lados dos elementos e de pontos fronteiros livres. As duas primeiras condições são especificadas no arquivo de entrada de dados. A verificação do equilíbrio das forças nodais devidas às tensões "in-si

O program MCRISP pode ser sumarizado pelo fluxo grama abaixo.





tu"com o carregamento interno (peso próprio + carregamento atuante ao longo da fronteira) é dado por

$$P_{\text{cor}} = \int_S N^T p \, dS + \int_V N^T w \, dV - \sum \int_V B^T \sigma \, dV$$

onde

$$\int_S N^T p \, dS - \text{carregamento devido às pressões ao longo da fronteira (SUBROTINA DISTLD)}$$

$$\int_V N^T w \, dV - \text{peso próprio (SUBROTINA SELF)}$$

$$\int_V B^T \sigma \, dV - \text{cargas nodais devido às tensões iniciais no elemento para todos os elementos da malha (SUBROTINA EQLIB)}$$

P_{cor} - erro no equilíbrio, calculado para cada ponto nodal, à exceção dos nós restritos. (SUBROTINA EQLOD).

As subrotinas acima são controladas pela SUBROTINA MSUB3 (ver Fig. IV.4).

Em Mecânica dos Solos, as tensões "in-situ" desempenham grande importância por conterem a história do solo. Após estabelecidas as tensões "in-situ" e verificado o seu equilíbrio com o sistema de cargas internas (diferente do sistema de cargas aplicados durante o curso da análise), é dado início à análise propriamente dita do problema, que consiste, basicamente, em se obter a resposta do solo a um carregamento qualquer.

O programa permite que os carregamentos sejam se

parados em blocos incrementais e estes, por sua vez, divididos em sub-incrementos. A rotina que comanda e controla todos os blocos incrementais é a SUBROTINA MSG. Estes blocos incrementais formam o "laço externo", enquanto o "laço interno" composto pelos sub-incrementos é controlado pela SUBROTINA LODINC (ver Fig. IV.4).

A SUBROTINA LODINC é a principal rotina de controle dos incrementos da análise. É nesta rotina que são montadas as matrizes de rigidez dos elementos e aplicado o processo de Solução Frontal para a resolução das equações (ver item III.6). Para o cálculo dos parâmetros de saída, a SUBROTINA LODINC chama a SUBROTINA UPARAL. Esta, por sua vez, verifica a memória disponível para utilização na SUBROTINA UPOUT, onde serão calculados e impressos os incrementos de tensão e deformação e verificado o equilíbrio das tensões correntes com os carregamentos internos.

Saída do Programa MCRISP

A saída do Programa MCRISP consiste de: (a) informações gerais fornecidas antes da análise pelo Método dos Elementos Finitos e (b) resultados do M.E.F. para cada incremento da análise.

(a) Informações Gerais

- Nome da versão corrente do programa;
- Nome da análise realizada;
- Número do LINK que assegura ao usuário a compatibilidade dos programas GCRISP e MCRISP;
- Impressão das memórias acumuladas no vetor unidimensional G para a utilização do Programa MCRISP. Essa memória é dividida em três partes: (a) armazenamento dos vetores, (b) memória mínima para a solução das equações e (c) "buffer" para armazenamento dos coeficientes das equações eliminadas. Se a alocação de G em MAST é insuficiente, é então impresso o valor que se deve aumentá-lo. Se o

"buffer" é suficiente para armazenar todos os coeficientes eliminados é então impressa a mensagem:

EQUATIONS ARE SOLVED IN-CORE,

caso contrário,

EQUATIONS ARE SOLVED OUT-OF-CORE;

- Listagem dos carregamentos internos, que devem estar em equilíbrio com as tensões in-situ, caso estas existam;
- Listagem das condições de fronteira ao longo do contorno da malha;
- Listagem das cargas nodais devido às tensões in-situ e ao carregamento interno para todos os nós. Para que seja satisfeita a condição de equilíbrio, estas cargas nodais devem ser iguais. A diferença é o erro no equilíbrio, que é também impresso;
- Impressão dos códigos dos estados de tensões para os modelos de estado crítico.

(b) Resultados para cada incremento da análise

Os resultados referidos aqui são repetidos para cada incremento da análise, que forma uma parte do bloco incremental. Assim, para cada bloco incremental, têm-se o seu número e os respectivos parâmetros de controle.

- Caso ocorram mudanças de elementos na malha corrente, será listada a mensagem LIST OF ELEMENT ALTERATIONS seguida da listagem dos elementos adicionados ou removidos;
- Listagem dos códigos para as saídas de cada incremento;
- Listagem das condições de contorno;
- Impressão do número do incremento da análise, do nível gravitacional incremental e total e dos tempos incremental e total até então na análise;
- Lista das principais variáveis (NN, NEL, etc.) e seus respectivos valores na análise;
- Parâmetros de controle lidos em Cl (Ver Apêndice I.2);
- O número e a lista dos incrementos cujos resultados são armazenados em disco para o programa PCRISP ("plotter");
- Tipo de análise;
- Tabela contendo as propriedades dos materiais;

- Lista de elementos a serem removidos na MALHA INICIAL para formar a MALHA PRIMÁRIA, se for o caso;
- Opção sobre a especificação das tensões "in-situ". Se as tensões "in-situ" são admitidas nulas, é então impressa uma mensagem nesse sentido;
- Impressão das tensões "in-situ" e das poro-pressões para todos os pontos de integração, mais os parâmetros p' , q , p'_c e e (índice de vazios) para os modelos Cam-Clay.

Nota: Se a análise corrente é a continuação de uma outra, as informações concernentes às tensões "in-situ" não são impressas.

- São recalculados para cada incremento o comprimento máximo do FRONT, a memória mínima necessária para a solução das equações e a memória adicional para solução interna sendo os seus valores impressos;
- Caso se utilize as opções de especificar listas separadas de carregamentos, opções de saída e incrementos de tempo, estes valores são lidos e impressos;
- Impressão dos carregamentos internos e das condições de fronteiras prescritas (de deslocamentos e excesso de poro-pressões);
- O restante da saída dos resultados de cada incremento pode ser dividido em quatro partes, a saber:

- (i) Saída dos deslocamentos nodais;
- (ii) Saídas das tensões $[\sigma'_x, \sigma'_y, \sigma'_z, \sigma_{xy} (\sigma_{yz} \text{ e } \sigma_{xz} \text{ para 3-D})$ e a poro-pressão u];
- (iii) Saída dos parâmetros dos modelos Cam-Clay e elasto-plásticos;
- (iv) Saída da verificação do equilíbrio no final do incremento.

Obs.: Dependendo da maior ou menor importância para o usuário das categorias acima, os detalhes de cada saída podem ser especificados por IOUT no cartão I (ver GUNN e BRITTO [46] item 3.3).

O erro no equilíbrio das cargas não deve ultrapassar de 1 a 2% quando do uso de Precisão Simples. Nas análises realizadas neste trabalho, com a utilização dessa Precisão, o maior erro percentual no equilíbrio foi de 1,637%.

IV.4.7 - O Mecanismo de Parada e Reinício da Análise

O mecanismo de PARADA e REINÍCIO da análise permite ao Usuário continuar uma análise prévia ou então retornar e modificar os últimos incrementos da análise anterior e prosseguir-la normalmente. A subrotina MSUB2 é a responsável pelo funcionamento desse mecanismo, que está esquematizado na Figura IV.5.

Quando se vai reiniciar a análise, deve-se ter a precaução de omitir os cartões de E a H3 do arquivo de entrada de dados do programa MCRISP (arquivo ATERRO).

A variável INCS (INCL do cartão C1) indica o incremento a partir do qual se deseja continuar a análise. Se INCS for igual a 1, isto indica que a análise corrente se dá a partir do primeiro incremento, não sendo pois uma análise reiniciada. Desta forma, a subrotina cria um arquivo em disco contendo a geometria da malha (ARQ/16) para ser utilizado numa possível continuação da análise.

Caso contrário, se $INCS \neq 1$, indica que a análise é continuação de uma anterior. O Programa, então, lê os dados da geometria em ARQ/1 e os armazena no arquivo em disco ARQ/16. Quando se vai reiniciar a análise, deve-se mudar o nome do arquivo ARQ/16 para ARQ/1. Os dados da geometria para o programa PCRISP são armazenados nos arquivos em disco ARQ/17 e ARQ/18.

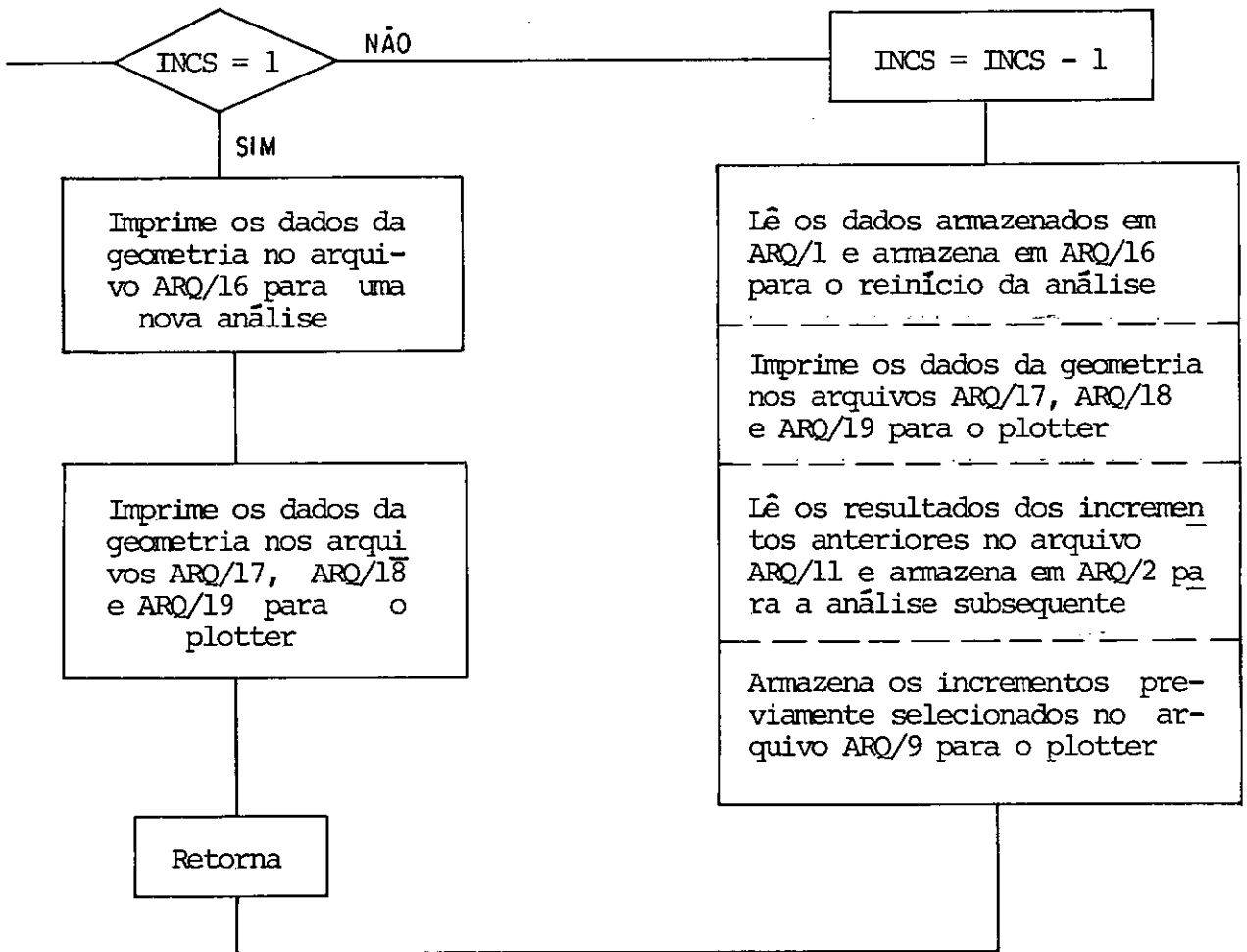


Fig. IV.5 - O Mecanismo de Parada e Reinício da Análise

Caso se deseje selecionar os incrementos para o programa PCRISP, estes são armazenados em ARQ/9. Em seguida, o programa lê todos os resultados dos incrementos anteriores, isto é, do incremento 1 ao incremento INCS-1 (no arquivo em disco ARQ/11 antigo ARQ/2, criado na Subrotina UPOUT) e armazena estes resultados em ARQ/2. Quando da reiniciação da análise, deve-se mudar o nome do arquivo ARQ/2 para ARQ/11. Finalmente, os resultados dos incrementos selecionados para o programa PCRISP (Bloco 3) são armazenados em ARQ/9.

O importante a se observar é que, quando se vai reiniciar uma determinada análise, se tem o arquivo ARQ/16 contendo os dados de geometria e o arquivo ARQ/2 contendo os resultados dos incrementos anteriores. Em análises subsequentes, es

tes arquivos têm seus nomes modificados para ARQ/1 e ARQ/11, respectivamente. Ou seja,

<u>ANÁLISE ANTERIOR</u>		<u>CONTINUAÇÃO DA ANÁLISE ANTERIOR</u>
ARQ/16	—————→	ARQ/1 (dados da geometria)
ARQ/2	—————→	ARQ/11 (dados dos incrementos anteriores)

IV.4.8 - O Programa PCRISP para "Plotar" a Análise

Constitui o Bloco 3 da estruturação apresentada na Fig. IV.1. O Programa PCRISP lê os arquivos ARQ/9, ARQ/17, ARQ/18 e ARQ/19, criados no programa MCRISP com dados relativos à geometria e aos incrementos previamente selecionados, assim como lê o arquivo em disco de entrada de dados concernente aos parâmetros de controle da análise (arquivo CPP/PARAM.).

Em BRITTO [2³] é apresentada a versatilidade do programa, informações sobre a saída dos resultados e sobre o arquivo de entrada de dados em formato livre (CPP/PARAM), bem como a descrição do programa contendo a lista das subrotinas, diagrama de fluxo das subrotinas, fluxograma, especificações das subrotinas e um dicionário das variáveis do programa.

O Programa plota e imprime sobre os pontos nodais internos da malha os valores dos deslocamentos, tensões e deformações. No entanto, devido à exiguidade do tempo, não foi possível implementar o programa PCRISP completo no Burroughs B-6800, obtendo apenas a malha indeformada e os resultados impressos nos pontos da malha.

Consta ainda como parte integrante do programa PCRISP um pacote de subrotinas de nome CAMLOT, que faz a interface das subrotinas do programa PCRISP com as subrotinas do registrador gráfico ("Plotter") do NCE/UFRJ.

IV.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Propôs-se, neste capítulo, apresentar ao leitor uma idéia geral do Sistema implementado, assim como dos programas dele constituintes. O Apêndice III apresenta os procedimentos para a utilização do Sistema CRISP no computador Burroughs B-6800 do NCE/UFRJ, bem como uma orientação para o dimensionamento dos arquivos em disco.

É importante ainda observar a existência de uma versão mais reduzida do Sistema CRISP. Trata-se do programa denominado SMALL CRISP, também implementado no Programa de Engenharia Civil da COPPE. Esta versão é composta de apenas um programa, que realiza seqüencialmente as análises geométricas (concepção da malha) e a resolução do problema propriamente dito. Conforme afirmado anteriormente, este procedimento pode levar a custos elevados, caso a malha apresente erros. O programa não está habilitado a receber os dados de entrada em formato livre, ou seja, os dados devem obedecer aos formatos previamente estabelecidos. O programa SMALL CRISP só dispõe de elementos triangulares dos tipos 2, 3, 6 e 7 (ver figura IV.3), não sendo também capaz de realizar análises tri-dimensionais, além de não permitir a utilização dos modelos elasto-plásticos perfeitos.

CAPÍTULO V

DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE ESTADO
CRÍTICO PARA A ARGILA DO RIO DE JANEIRO

V.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta os parâmetros de estado crítico da argila de Sarapuí, utilizados nas análises realizadas pelo sistema CRISP. Conforme apresentado no Capítulo III, os parâmetros utilizados em análises de estados críticos são λ, κ, M e e_{cs} . Além dos quatro parâmetros acima, utiliza-se também em análises tensão-deformação o módulo de cisalhamento G . Com os cinco parâmetros acima, é possível realizar análises drenadas e não drenadas. Para a realização de análises com drenagem parcial (análises de adensamento acoplado), torna-se também necessária a definição do coeficiente de permeabilidade k . A camada de argila mole foi subdividida em quatro camadas, com os parâmetros variando de acordo com a sua respectiva camada. Na tabela V.1 apresentam-se as camadas e os parâmetros adotados por ALMEIDA [3].

prof. (m)	σ'_{VO}	λ	κ	e_{cs}	M	G (kPa)	k_v (m/s)	k_h (m/s)
0-3	5	0,90	0,13	5,8	1,14	350	$1,67 \times 10^{-7}$	$3,34 \times 10^{-7}$
3-5	13	0,83	0,13	5,8	1,14	550	$1,11 \times 10^{-7}$	$2,22 \times 10^{-7}$
5-7,5	20	0,83	0,11	5,3	1,14	700	$0,55 \times 10^{-7}$	$1,11 \times 10^{-7}$
7,5-11	29	0,70	0,10	4,6	1,14	900	$2,78 \times 10^{-8}$	$5,56 \times 10^{-8}$

Tab. V.1 - Valores dos parâmetros de estado crítico e coeficiente de permeabilidade utilizados por ALMEIDA [3].

Uma revisão dos parâmetros apresentados na Tabela V.1 utilizando basicamente os trabalhos recentes de LEITE & SAYÃO [7³], GERSCOVICH [4⁰], BRESSANI [2²], ALMEIDA [6] e COSTA-FILHO e outros [3¹] é apresentado a seguir.

V.2 REAVALIAÇÃO DOS PARÂMETROS DE ESTADO CRÍTICO UTILIZADOS NAS ANÁLISES NUMÉRICAS

V.2.1 - O Parâmetro λ

A partir dos ensaios de ORTIGÃO [6⁴] em amostras a profundidades de 6,0 a 9,0m, foi obtido um valor médio de $\lambda=0,50$ para ensaios triaxiais isotrópicos e λ variando de 0,65 até 1,05 com valor médio situando-se em 0,70 para os ensaios oedométricos. Tal diferença de valores pode ser atribuída à diferença de pressões nos dois ensaios. Os ensaios triaxiais de ORTIGÃO foram realizados a pressões muito maiores que as de campo e, portanto, a menores índice de vazios, fazendo com que os valores de λ dos ensaios oedométricos sejam mais relevantes que os respectivos valores dos ensaios triaxiais.

SAYÃO [7³] realizou onze ensaios oedométricos em amostras a profundidades de até 4,2 metros, obtendo o coeficiente de compressibilidade $C_c = 1,79 \pm 0,22$ correspondendo a $\lambda = 0,78 \pm 0,096$ ($\lambda=C_c/2,3$).

ALMEIDA [3], com base nos dados de ORTIGÃO, adotou para a fundação de argila mole os seguintes valores de λ .

prof. (m)	C_c	λ	σ'_{vo} (kPa)
0-3,0	2,07	0,9	3
3,0-7,5	1,91	0,83	25
7,5-11,0	1,61	0,70	35

Nas análises realizadas neste trabalho foram admitidos os valores acima, uma vez que estão também dentro da faixa obtida por COUTINHO [3³], estando também relativamente próximos dos valores obtidos por SAYÃO [7³].

V.2.2 - O Parâmetro κ

Também com os dados de ORTIGÃO [64], ALMEIDA [3] obteve sete valores de κ , calculados a partir de coeficientes de expansão C_s obtidos de ensaios triaxiais \overline{CIU} . Os valores de κ situaram-se entre 0,06 e 0,37, com um valor médio de 0,11. Dos ensaios oedométricos, κ variou de 0,095 a 0,11 em amostras a profundidades de 9,0 metros, com $\bar{\kappa} = 0,105$. Neste caso, houve boa concordância de resultados entre os ensaios triaxiais e oedométricos.

SAYÃO [73] encontrou $C_s = 0,27 \pm 0,06$, ou seja, $\kappa = 0,117 \pm 0,026$ ($\kappa = C_s/2.3$), com grau de confiança de 90%.

Calculou-se, a partir de SAYÃO [73], o valor médio de κ para amostras retiradas a profundidade de até 3.0 metros, obtendo-se um valor médio de 0,127, valor este bastante próximo do obtido por ALMEIDA [3]. Já para as amostras retiradas de profundidade entre 3,30 e 4,20 m, obteve-se um valor médio $\kappa = 0,109$, também bastante próximo do resultado de ALMEIDA.

Nas análises aqui realizadas, adotou-se para κ os mesmos parâmetros de ALMEIDA [3], pois os mesmos concordaram bem com os dados experimentais mais recentes.

Conforme comprovado experimentalmente (ORTIGÃO [64] e SAYÃO [73]) os valores de λ e κ decrescem com o aumento da tensão efetiva, daí serem estes valores decrescentes com a profundidade.

V.2.3 - O Parâmetro e_{cs}

Pode-se estimar o valor de e_{cs} através dos ensaios oedométricos utilizando-se as equações abaixo (cap. 4; ALMEIDA, [3]), obtidas a partir do modelo Cam-Clay modificado.

$$e_{K_o} = e_{vm} + \lambda \ln \left[\frac{\sigma'_{vm} (1+2K_o)}{3} \right] \quad (V.1)$$

e

$$e_{cs} = e_{K_0} - (\lambda - \kappa) \cdot \ln 2, \quad (V.2)$$

onde K_0 é o coeficiente de repouso dado por $1 - \sin \phi'$, e_{K_0} é o índice de vazios para a pressão unitária na curva de adensamento oedométrico e e_{vm} é o índice de vazios correspondente à tensão de pré-adensamento σ'_{vm} (ver Figura V.1.).

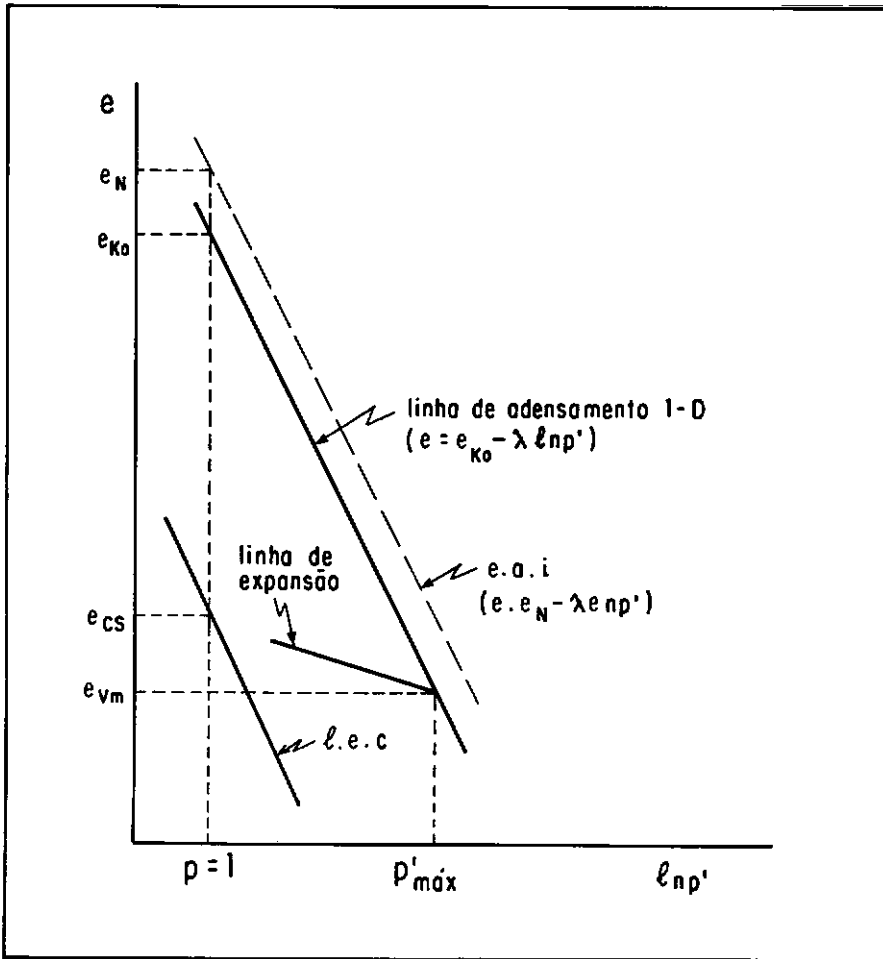


Fig. V.1 - Estimativa do e_{cs} a partir dos ensaios oedométricos

Aplicando o procedimento acima com os dados de SAYÃO [73], para apenas uma amostra representativa retirada à profundidade de 2,45m, foi obtido $e_{cs} = 4,32$. Por outro lado, com relação à camada entre 3,0 e 5,0m, foram obtidos valores representativos de duas amostras com valor médio de e_{cs} de 5.2. Estes valores, quando comparados com os obtidos por ALMEIDA [3] com dados de ORTIGÃO [64], utilizando o mesmo procedimento (ver Tab. V.1), são um pouco inferiores. No entanto, como o solo ensaiado por SAYÃO não é muito próximo da região do Aterro I, preferiu-se adotar os valores de ALMEIDA [3].

V.2.4 - O Parâmetro M

A partir dos resultados de ensaios triaxiais, ALMEIDA [³] determinou uma variação de M de 1,3 a 1,1, equivalente a valores de ϕ' de $32,3^{\circ}$ a $27,7^{\circ}$, respectivamente, conforme Equação (III.28).

SAYÃO [⁷³] realizou 40 ensaios em condições não drenadas, dentre os quais trinta e um foram de compressão axial e nove de extensão lateral. Para a situação de tensão desviado ra máxima, a envoltória de tensões efetivas apresentou valores de c' e ϕ' iguais a 3,3 kPa e 24° , respectivamente. Utilizando a equação (III.28), para $\phi' = 24^{\circ}$, obteve-se $M = 0,94$. Em outra situação, considerando a envoltória de tensões efetivas para a razão máxima das tensões principais $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\text{máx}}$, obteve-se $c' = 3,1$ kPa e $\phi' = 27^{\circ}$, que fornece $M = 1,07$. Os valores obtidos por SAYÃO [⁷³], no entanto, podem não ser tão relevantes, em virtude da relativa distância entre os locais onde foram retiradas as amostras de ensaio e o local onde foi executado o aterro analisado aqui.

BRESSANI [²²] realizou vinte e dois ensaios $\bar{U}U$, dezesseis ensaios $\bar{C}I\bar{U}$ e onze ensaios CID em amostras a baixa profundidade ($Z = 0,5\text{m}$) e a média profundidade ($Z = 4,5\text{m}$). A envoltória total de tensões efetivas apresentou $c'=0$ e $\phi' = 24^{\circ}$. Substituindo-se o valor de ϕ' na equação (III.28), obteve $M=0,94$. Dos ensaios $\bar{C}I\bar{U}$ citados acima, foram utilizados cinco de compressão axial (CA) e quatro de extensão axial (EA), cujos valores de M estão apresentados na tabela V.2. Dos cinco ensaios CA, três são de amostras rasas, cujo valor médio de M calculado é 1,36 que corresponde a $\phi' = 33,7^{\circ}$. Os dois ensaios relativos à camada mais profunda ($Z=4,0\text{m}$) forneceram um valor médio aproximado para M de 1,2. Os ensaios de extensão apresentaram, em geral, valores mais baixos para M, como esperado (ver item III.2.3). Entretanto, a diferença entre os valores de $\phi'_c = 30^{\circ}$ e $\phi'_e = 21,8^{\circ}$ calculados a partir de M_c e M_e médios (equações III.28 e (III.30), para o cálculo de M_e médio não foi considerado o valor assinalado com (*). Tal diferença não é muito comum, conforme indicações de

ENSAIO	prof. (m)	σ'_c (kPa)	q (kPa)	Δu (kPa)	p' (kPa)	M (kPa)
CA	0,5	13,6	11,0	10	7,3	1,51
CA	0,5	39,6	28,0	28,0	21,1	1,33
CA	0,5	84,8	66,0	54,0	52,8	1,25
CA	4,0	9,5	16,0	5,0	9,8	1,63
CA	4,0	49,9	35,0	22,0	39,8	0,70
EA	4,0	4,5	7,0	- 2,0	9,2	0,76
EA	4,0	30,0	14,0	5,0	20,3	0,69
EA	4,0	49,0	22,0	1,0	56,2	0,39(*)
EA	4,0	83,2	56,0	- 5,0	106,9	0,53

Tab. V.2 - Ensaio \overline{CIV} de Compressão axial (CA) e Extensão Axial (EA) - BRESSANI, [²²]

ensaios de compressão e de extensão em outra argila do Rio de Janeiro (LINS e LACERDA [⁵³]). Dos ensaios CID apresentados na tabela V.3, os valores de M variaram de 0,72 a 1,02, (com todas as amostras à profundidade de 4,0 a 4,5m), obtendo-se um valor médio para M_c de 0,902 com ϕ'_c (calculado pela expressão III.28) de 23° .

ENSAIO	prof. (m)	σ'_c	q	p'	M
CA	4.0-4.5	19,2	29,5	29,03	1,02
CA		30,4	46,0	45,73	1,01
CA		59,5	75,0	84,50	0,89
CA		97,5	120,0	137,50	0,87
CA*		63,8	60,0	83,80	0,72

Tab. V.3 - Ensaio CID - BRESSANI [²²]

* Ensaio de tensão controlada

GERSCOVICH [40] realizou doze ensaios \overline{UU} em amostras de diâmetro $D = 38\text{mm}$, treze ensaios \overline{UU} com amostras de $D = 100\text{ mm}$ com medidas de poro-pressão na base e na altura intermediária além de dezessete ensaios \overline{CTU} em amostras a profundidades de até 2,5 metros. Os resultados de c' e ϕ' , bem como os valores calculados de M , estão apresentados na tabela V.4. O valor médio de M é de 1,05, com $\phi' = 26,5^\circ$.

prof. (m)	c' (kPa)	ϕ'	M_c
0.5-1.0	0,016	31°	1,24
1.3-1.8	0,014	24°	0,94
2.0-2.5	0	25°	0,98

Tab. V.4 - Dados de GERSCOVICH [40]

ALMEIDA [6], utilizando os dados de COSTA FILHO e outros [32], obteve para M o valor de 1.28, correspondendo a um ângulo de atrito no estado crítico ϕ'_c de 32° para $Z < 5,0\text{ m}$. Além dessa profundidade, foi obtido para M um valor próximo de 1.20, correspondendo a $\phi'_c = 30^\circ$.

COSTA FILHO e outros [31], em discussão ao artigo de ORTIGÃO e outros [67], apresentou como parâmetros de tensões efetivas os seguintes valores:

crosta ($Z < 3,0\text{m}$) $c' = 1,5\text{ kPa}$
 $\phi' = 30^\circ$

argila ($Z > 3,0\text{m}$) $c' = 1,5\text{ kPa}$
 $\phi' = 25^\circ$

Para os valores dos ângulos de atrito acima, obteve-se através da expressão (III. 28) valores de M de 1,20 e 1,00.

Observando os resultados acima, verificou-se que apesar da localização das amostras ensaiadas por SAYÃO [73], obteve-se para M o valor de 1,07. Dos resultados de BRESSANI, obteve-se para amostras rasas $M=1,36$; enquanto que para amostras profundas em ensaios \overline{CIU} e CID, foram obtidos valores médios de M de 1,165 e 0,902, respectivamente. Da envoltória de tensões efetivas, foi obtido $M = 0,94$. Dados de GERSCOVICH [82] apresentaram para M um valor médio de 1,05, para amostras até 2,5 m de profundidade. Tendo em vista estes resultados e os obtidos por COSTA FILHO e outros [31], resolveu-se adotar nas análises aqui realizadas os valores seguintes para M:

$$Z < 3,0 \text{ m} \quad , \quad M = 1,20$$

$$Z > 3,0 \text{ m} \quad , \quad M = 1,00 .$$

V.2.5 - O Módulo de Cisalhamento

No Capítulo III, discutiu-se que para materiais elásticos isotrópicos G é expresso em termos de tensões efetivas como:

$$G = \frac{E'}{2(1+\nu')} \quad (V.3)$$

onde E' e ν' são respectivamente o módulo de elasticidade linear e o coeficiente de Poisson, em termos de tensões efetivas.

Pela teoria de estados críticos (ATKINSON e BRANSBY [14]) tem-se que

$$G = \frac{3(1-2\nu')(1+e)}{2(1+\nu')} p' \quad \kappa \quad (V.4)$$

onde p' é a pressão normal efetiva definida no Capítulo III, e é o índice de vazios e κ é o coeficiente da linha de expansão do modelo de estado crítico.

No desenvolvimento clássico dos modelos Cam-clay

é admitido que não ocorram deformações cisalhantes elásticas (em termos de parâmetros elásticos, o que significa $G = \infty$). Entretanto, pode-se incorporar no cálculo as deformações cisalhantes elásticas, o que no Sistema CRISP é realizado através dos parâmetros elásticos G ou ν' . O Sistema CRISP interpreta o valor entrado de acordo com a sua grandeza. Se o valor é menor que 0,5 é então admitido que o número se refere ao coeficiente de Poisson ν' , enquanto para valores maiores do que 0,5, o programa interpreta a entrada como sendo o módulo cisalhante G . Neste trabalho, optou-se por utilizar o módulo cisalhante, por apresentar o mesmo valor numérico tanto para análises drenadas quanto para a análises não drenadas. Neste caso G permanecerá constante durante toda a análise. Por outro lado, a adoção de um valor de coeficiente de Poisson constante significa um valor de G variável durante a análise, pois, pela equação (V.4), G é função ainda de p' , κ e e . Observa-se ainda que o valor de G calculado pela equação (V.4) fica muito inferior aos valores experimentais de G , conforme será visto em seguida.

Admitindo-se para o solo de fundação um coeficiente de Poisson constante $\nu = 0,33$, utilizando-se os valores de e , p' e κ na profundidade média de cada camada e aplicando-se estes valores na equação (V.4), obtém-se para G os valores indicados na Tabela V.5.

CAMADA (m)	p' (kPa)	$G(\nu'=0,33)$ (kPa)
0-3	5	78
3-5	13	188
5-7.5	20	285
7.5-11	29	368

Tab. V.5 - Valores de G calculados pela equação (V.4)

Observa-se (Fig. V.2) que os valores de G para $\nu' = 0.33$ são menores que os de G_{50} obtidos por ORTIGÃO [64] através do método SHANSEP. ALMEIDA [3] adotou para G valores constantes nas camadas e próximos aos resultados dos ensaios \overline{UU} de ORTIGÃO [64].

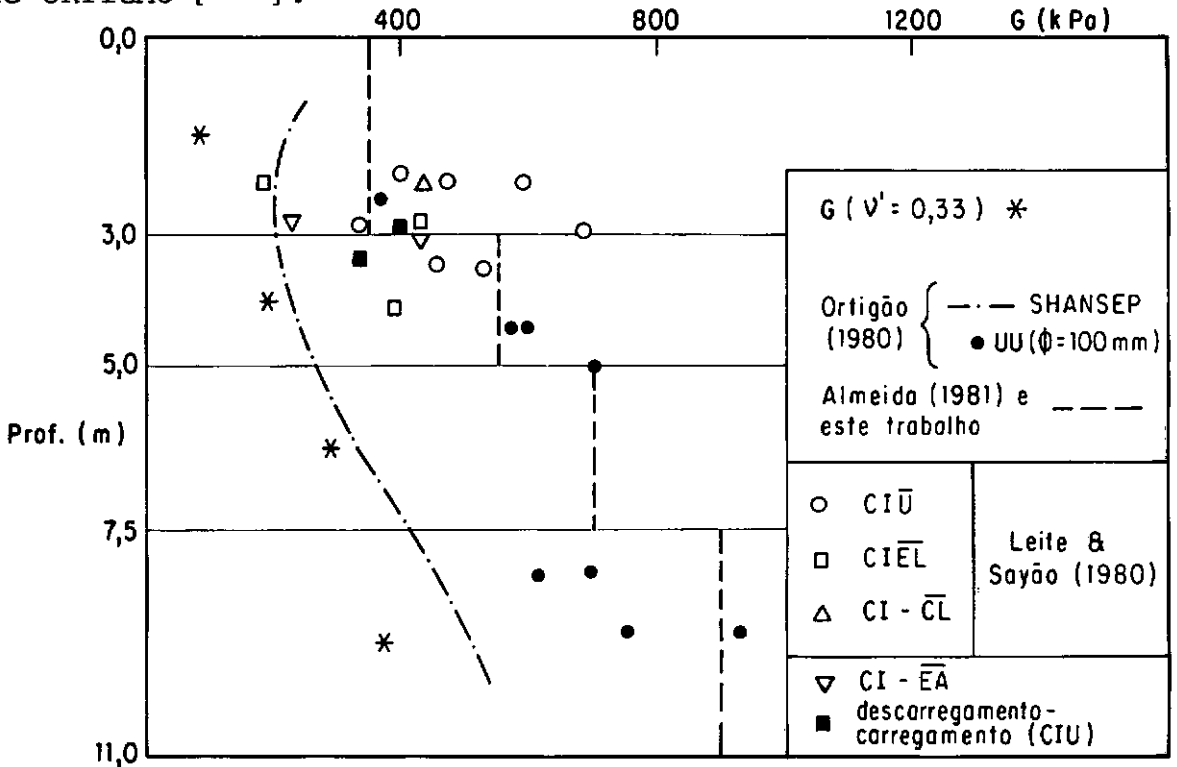


Fig. V.2 - Valores de G em relação à profundidade

SAYÃO [73], em ensaios com tensão efetiva inicial σ'_i próxima da tensão vertical efetiva σ'_{v0} , obteve os seguintes valores do módulo de Elasticidade não-drenada E_u para 50% da tensão de ruptura, com amostras retiradas a profundidades entre 2,10m e 4,20m.

Ensaio UU:

$$\frac{E_u}{\sigma'_i} = 214 \pm 41 \text{ kPa} \quad (\text{V.5})$$

Ensaio CI \overline{U} :

$$\frac{E_u}{\sigma'_i} = 75 \pm 18 \text{ kPa} \quad (\text{V.6})$$

Em condições não drenadas ($v = 0,5$), tem-se da equação (V.3) que:

$$G = \frac{E_u}{3} \quad (V.7)$$

Das equações (V.7) em (V.5) e (V.6), obtém-se o valor de G para os ensaios UU variando entre 357 kPa (0 a 3,0m) e 2070 kPa (7,5 a 11,0m). Para os ensaios \overline{CIU} , os valores de G variam entre 125 kPa (0 a 3,0m) e 725 kPa (7,5 a 11,0m). Tendo em vista a discrepância de valores de G entre os ensaios UU e \overline{CIU} , além da distância entre o ponto de coleta de amostra de SAYÃO [73] e o aterro I, decidiu-se não levar em conta os resultados acima.

Na Figura V.3 estão representados os valores de G_{50} obtidos a partir dos resultados de LEITE e SAYÃO [51], assim como valores de G obtidos de curvas de descarregamento de dois ensaios CIU. Seguindo as mesmas razões do parágrafo anterior esses resultados não são muito representativos.

Tendo em vista as observações anteriores, resolveu-se adotar aqui os mesmos valores adotados por ALMEIDA [3]. Ressalte-se que a importância do módulo de elasticidade transversal G se reveste da maior importância quando o solo se encontra no regime elástico (antes do escoamento) e no início de um carregamento não drenado onde p' é constante e existe apenas de formação cisalhante elástica. Iniciado o escoamento, G passa a reduzir sua importância, uma vez que as deformações plásticas é que passam a predominar.

V.2.6 - Os Coeficientes de Permeabilidade k_h e k_v

Na versão atual do programa CRISP, implementado no NCE/UFRJ em análise de drenagem parcial ou adensamento, o coeficiente de permeabilidade é admitido permanecer constante por toda a análise. Entretanto, como se sabe esta hipótese simplificadora não ocorre na realidade, pois uma vez aplicado um carregamento externo, ocorrerá após um certo tempo, o adensamento da camada compressível, com a conseqüente variação do índice de vazios, implicando assim em mudanças na permeabilidade do solo. Fica, portanto, indicado para futuras pesquisas a implementação da variação do coeficiente de permeabilidade com o índice de vazios conforme realizado por ALMEIDA [5]. Isto pode ser feito adotando-se, por exemplo, uma relação linear entre logaritmo do coeficiente de permeabilidade e o índice de vazios, conforme observações experimentais usuais.

Adotou-se neste trabalho um coeficiente de permeabilidade horizontal k_h duas vezes maior que o coeficiente de permeabilidade vertical k_v , conforme observado por LACERDA e outros [49]. O coeficiente de permeabilidade vertical foi obtido pela conhecida equação

$$K_v = C_v \cdot m_v \cdot \gamma_w \quad (V.9)$$

onde C_v é o coeficiente de adensamento, m_v é o módulo de compressibilidade volumétrica e γ_w é o peso específico da água de 10 kN/m³.

LACERDA e outros [49] obtiveram em ensaios oedométricos C_v em torno de 30×10^{-8} m²/s para tensões efetivas de até 20,0 kPa, enquanto que para tensões efetivas maiores, foram obtidos valores de C_v médio de $1,5 \times 10^{-8}$ m²/s.

Dos resultados de ensaios de adensamento isotrópico de SAYÃO [73], obteve-se de amostras extraídas a uma profundidade de até 3,0m um C_v médio de $5,08 \times 10^{-8}$ m²/s. De dois ensaios com amostras extraídas de 3,0 a 5,0m, obteve-se um C_v médio de $3,81 \times 10^{-8}$ m²/s.

GERSCOVICH [⁴⁰] obteve os valores seguintes de C_V , m_V e K_V , para amostras até 2,50 m de profundidade, conforme apresenta a tabela V.6.

prof. (m)	C_V (m ² /s)	m_V (m ² /kN)	k_V (m/s)
0,5-1,0	45×10^{-8}	30×10^{-4}	$1,4 \times 10^{-8}$
1,3-1,8	10×10^{-8}	60×10^{-4}	6×10^{-9}
2,0-2,5	5×10^{-8}	70×10^{-4}	$3,5 \times 10^{-9}$
Valor médio	20×10^{-8}	$53,3 \times 10^{-4}$	

Tab. V.6 - Cálculo dos coeficientes de permeabilidade para o solo próximo à superfície

A pequenas profundidades (0 a 3,0m), resolveu-se adotar nas análises um valor de k_V obtido a partir das médias dos valores de C_V e m_V (apresentadas na tabela V.6) e da expressão (V.9), resultando em um K_V médio de $1,06 \times 10^{-8}$ m/s.

Em vista dos resultados de SAYÃO [⁷³] e LACERDA e outros [⁴⁹], relativos ao coeficiente de adensamento, resolveu-se adotar para profundidades superiores a 3,0m valores de C_V de $4,0 \times 10^{-8}$ m²/s. De 3,0 a 11,0m, adotou-se um C_V de $2,0 \times 10^{-8}$ m²/s. Os valores de m_V a essas profundidades foram os mesmos adotados por ALMEIDA [³], a partir de LACERDA e outros [⁴⁹]. Aplicando estes valores na expressão (V.9), obtem-se para k_V os valores apresentados na tabela V.7.

CAMADA	C_v (m ² /s)	m_v (m ² /kN)	k_v (m/s)
0-3m	20×10^{-8}	$53,3 \times 10^{-4}$	$1,06 \times 10^{-6}$
3-5m	4×10^{-8}	20×10^{-4}	$0,8 \times 10^{-9}$
5-7.5m	4×10^{-8}	20×10^{-4}	$0,8 \times 10^{-9}$
7,5-11m	2×10^{-8}	30×10^{-4}	$0,6 \times 10^{-9}$

Tab. V.7 - Valores de K_v adotados a partir de C_v e m_v estimados

Nas figuras V.3, V.4 e V.5 estão representados os valores de C_v , m_v e K_v com a profundidade com seus respectivos autores.

V.3 RESUMO DOS PARÂMETROS DE ESTADO CRÍTICO PARA A ARGILA DO RIO DE JANEIRO ADOTADOS NAS ANÁLISES DESTES TRABALHOS

A partir do estudo apresentado no item anterior, resolveu-se adotar a mesma sub-divisão do estrato de argila mole adotada por ALMEIDA [3].

Os parâmetros de estado crítico e de permeabilidade, para as análises de adensamento realizadas neste trabalho, estão apresentadas na tabela V.8.

Na entrada de dados do programa, os valores do coeficiente de permeabilidade são fornecidos em m/hora, para haver uma compatibilidade entre tempos de carregamento, adensamento a carga constante e permeabilidade.

prof. (m)	λ	κ	e_{cs}	M	G (kPa)	k_v (m/s)	k_h (m/s)
0-3	0,90	0,13	5,8	1,20	350	$1,06 \times 10^{-8}$	$2,12 \times 10^{-8}$
3-5	0,83	0,13	5,8	1,00	550	$0,8 \times 10^{-9}$	$1,6 \times 10^{-9}$
5-7,5	0,83	0,11	5,3	1,00	700	$0,8 \times 10^{-9}$	$1,6 \times 10^{-9}$
7,5-11	0,70	0,10	4,6	1,00	900	$0,6 \times 10^{-9}$	$1,2 \times 10^{-9}$

Tab. V.3 - Valores dos parâmetros de estado crítico e coeficientes de permeabilidade utilizados neste trabalho.

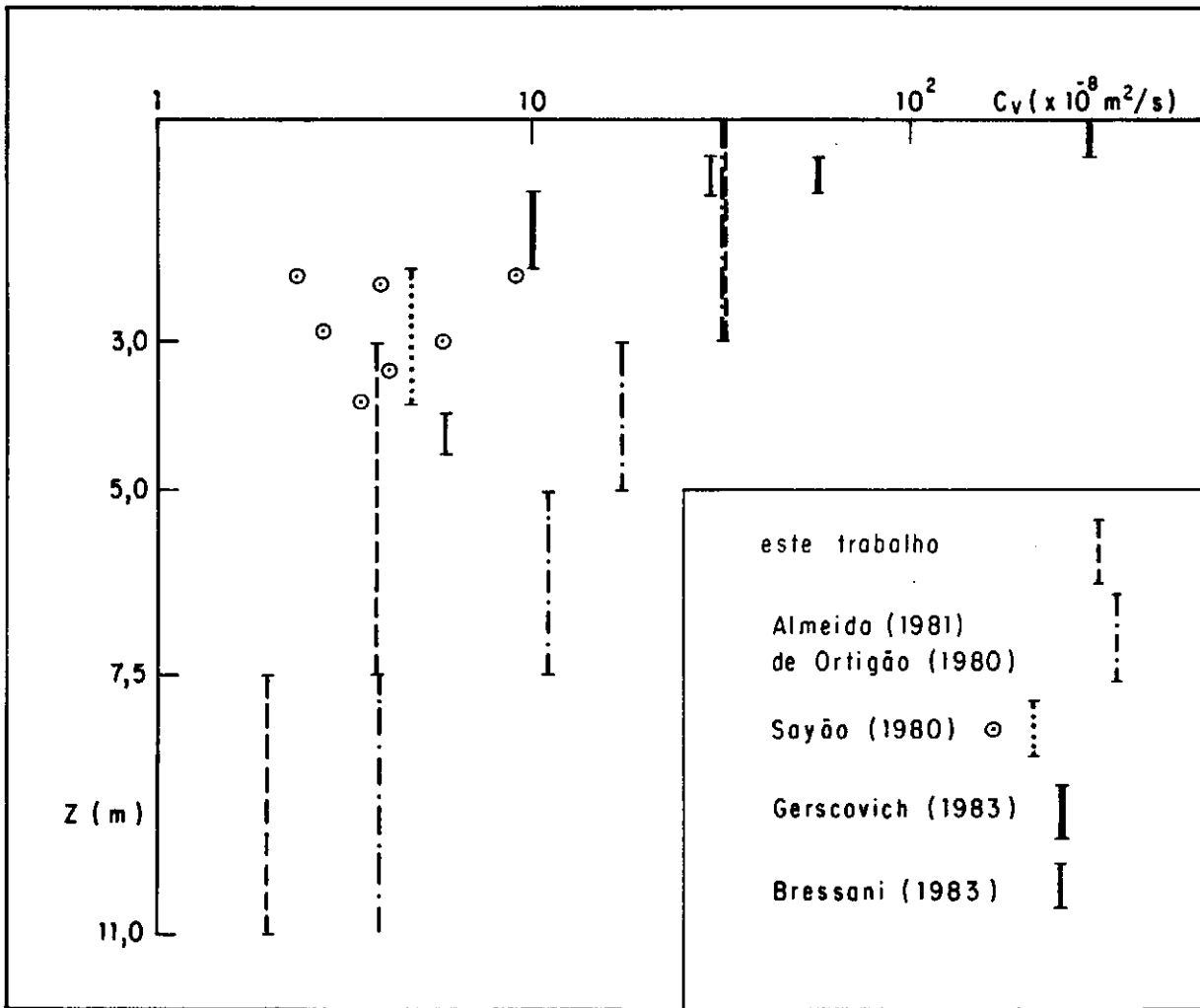


Fig. V.3 - C_v em relação à profundidade

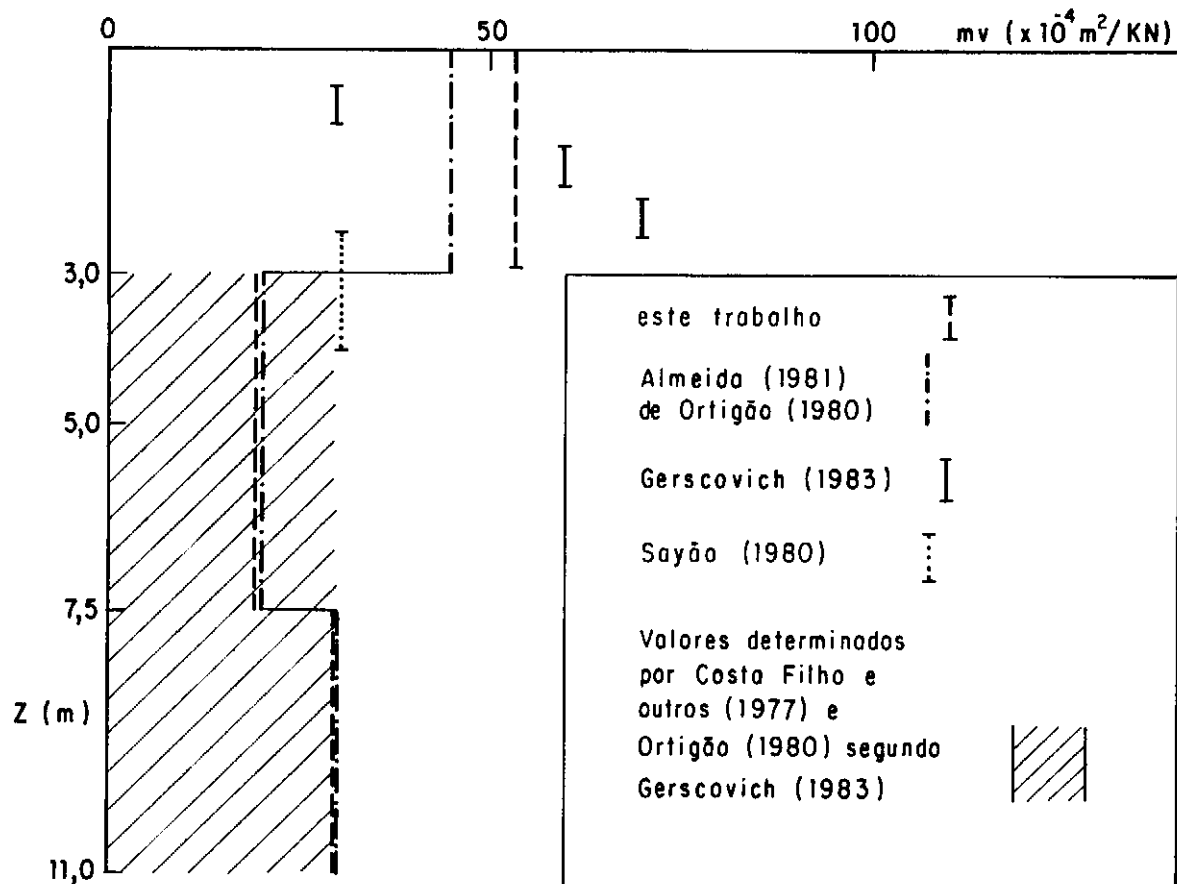


Fig. V.4 - m_v em profundidade

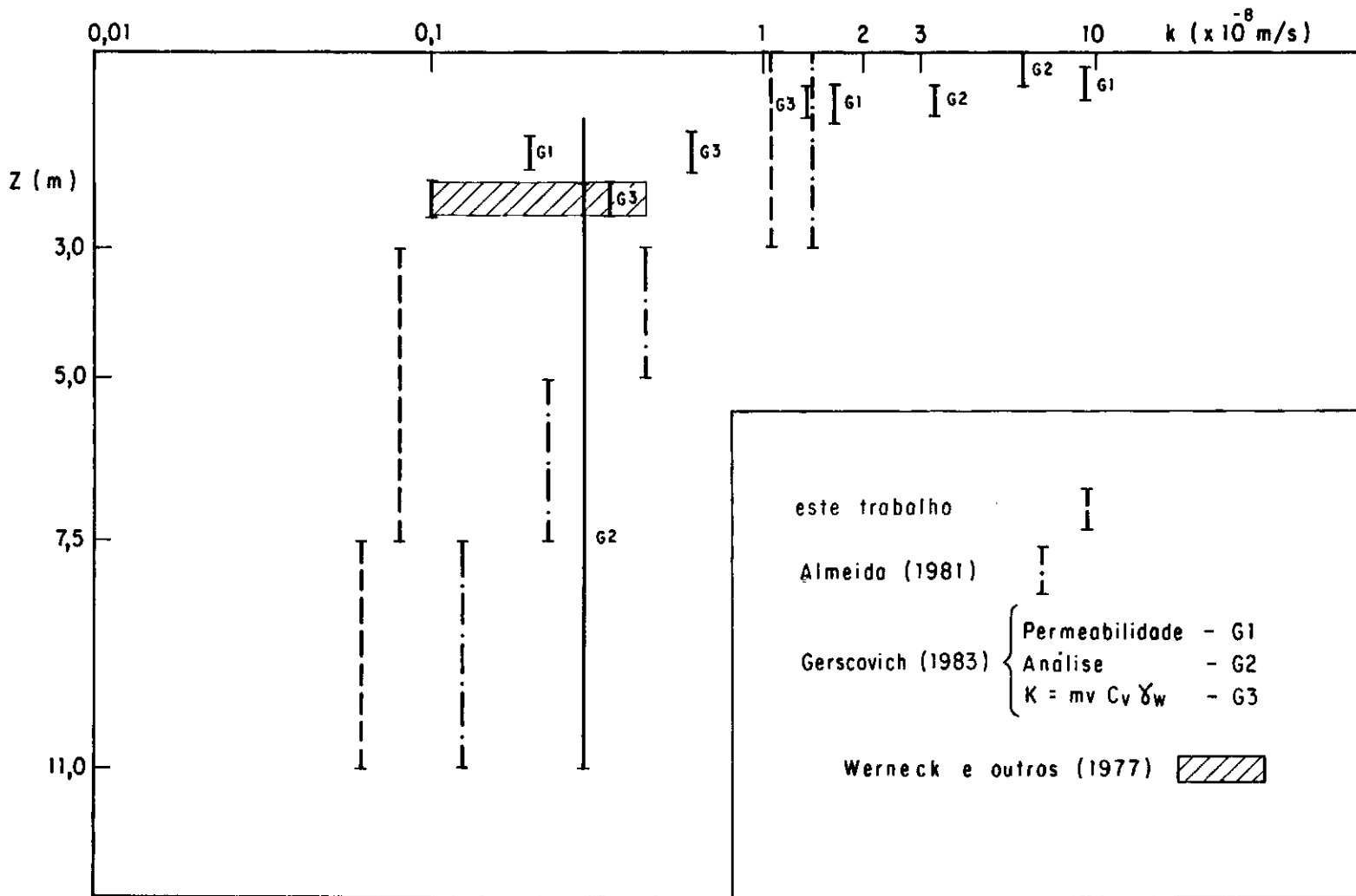


Fig. V.5 - A permeabilidade em profundidade

CAPÍTULO VI

ANÁLISES REALIZADAS E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

VI.1 INTRODUÇÃO

Visando testar a aplicabilidade do Sistema CRISP implementado, simulou-se a construção do aterro experimental I do IPR/DNER.

Foram realizadas quatro análises do aterro experimental, duas das quais para estudar o comportamento do aterro a curto com o fim de comparar com os resultados medidos no campo, enquadrando-se neste caso, as análises não drenada (análise ND) e de adensamento acoplado de Biot (análise A). Por outro lado, visando-se estimar o comportamento fictício do aterro a longo prazo, realizaram-se as análises drenada (análise D) e a análise de adensamento acoplado a longo prazo (análise AL).

Os resultados de deslocamentos e poro-pressões do Sistema CRISP são comparados com: (a) os valores obtidos por ORTIGÃO [64] utilizando o programa FEECON (SIMON e outros [77]), chamado aqui de análise F; (b) os resultados medidos pela instrumentação e (c) os resultados anteriores de ALMEIDA [3]. O programa FEECON idealiza o solo como elástico linear em condições não drenadas por meio de análise por tensões totais. São apresentadas as trajetórias de tensões, assim como, uma análise do grau de adensamento nas três camadas iniciais do aterro.

Também verificou-se a aplicação do Sistema CRISP na simulação de ensaios triaxiais drenados e não drenados utilizando-se o modelo Cam-clay modificado. Os resultados são comparados com os valores calculados analiticamente. Tal análise é apresentada no Apêndice IV.

Como estudo complementar foi verificada a versatilidade do Sistema CRISP na análise do adensamento bi-dimensional de Biot a partir dos resultados analíticos obtidos por

SCHIFFMAN e outros [⁷⁴] . Tal estudo encontra-se no Apêndice V.

V.2 A MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

A malha de elementos finitos adotada para o conjunto aterro-fundação, juntamente com as condições de contorno impostas, é apresentada na Figura VI.1. Ela diferencia-se da adotada por ALMEIDA [³] visto que naquele trabalho utilizou-se apenas elementos triangulares, isto é, elementos do tipo 2 (ver figura IV.3) para as análises drenadas e não drenadas e elementos do tipo 3 para as análises com adensamento acoplado. Nos resultados aqui apresentados, utilizaram-se para a fundação elementos triangulares conforme ALMEIDA [³]. Entretanto, com o intuito de diminuir os custos computacionais, utilizou-se predominantemente o elemento quadrilateral (tipo 4) para o aterro e apenas alguns elementos triangulares (tipo 2) nos taludes, diminuindo sensivelmente o número de incógnitas. Adicionalmente, como na análise de adensamento pode-se prescindir das incógnitas de poro-pressões no aterro (admitindo-se um comportamento totalmente drenado), pôde-se também diminuir ainda mais o número de incógnitas. A tabela VI.1 ilustra bem os tipos de elementos utilizados em cada tipo de análise.

TIPO DE ANÁLISE	MATERIAIS	TIPOS DE ELEMENTOS	Nº DE INCÓGNITAS
Drenada	Aterro	2 e 4	750
	Fundação	2	
Não-drenada	Aterro	2 e 4	750
	Fundação	2	
Adensamento Acoplado	Aterro	2 e 4	817
	Fundação	3	

Tab. VI.1 - Número de incógnitas por análise realizada

VI.3 MODELOS CONSTITUTIVOS ADOTADOS

O aterro foi modelado com comportamento elástico-linear com E estimado em 40.000 kPa e coeficiente de Poisson de 0,33. Tal idealização, conforme estudos de ALMEIDA [³], tende a reduzir os deslocamentos horizontais próximo à superfície de fundação mole. Entretanto a razão desta escolha prende-se ao fato de que na versão implementada do Sistema CRISP, ocorrem problemas ao se modelar elementos serem adicionados com os modelos de estado crítico, uma vez que estes requerem um estado de tensão inicial do solo diferente de zero (o que não é o caso de uma camada recém-depositada). Adicionalmente, esses modelos não são apropriados para aplicação no aterro pelas seguintes razões adicionais: a) o solo ser parcialmente saturado, o que não é previsto por aquele modelo; b) o solo ser razoavelmente pré-adensado devido à compactação. O modelo mais adequado para o aterro seria o elástico não linear, como por exemplo o modelo hiperbólico (DUNCAN e CHANG [³⁸]). Entretanto, tais modelos não são disponíveis no programa.

Para a fundação de argila mole utilizou-se o modelo Cam-clay modificado adotando os valores de λ , κ , e_{CS} , M e G apresentados na tabela V.7.

VI.4 ESTADO DE TENSÕES IN-SITU ADOTADO PARA O SOLO DE FUNDAÇÃO

Como citado anteriormente, as tensões in-situ desempenham função relevante por conterem a história do solo estudado. Em análises como as realizadas neste trabalho, pode-se especificar no Sistema CRISP as tensões "in situ" em todos os pontos de integração caso não haja homogeneidade de camadas na direção horizontal. Em caso contrário, especificam-se as tensões a certas profundidades, com o programa fazendo as interpolações necessárias. Nas análises deste trabalho utilizou-se este último procedimento.

Os valores das tensões "in-situ" utilizados foram os mesmos que adotados por ALMEIDA [³] e estão apresentados na

figura VI.2. Os coeficientes de empuxo no repouso foram dados pela relação de BROOKER e IRELAND [²⁵].. Nas profundidades de 0 a 3,0m, adotaram-se valores de tensões verticais e horizontais efetivas constantes, tendo em vista as dificuldades numéricas dos modelos Cam-clay que não apresentam bons resultados para pequenos níveis de tensões em estado muito pré-adensado, conforme explicado por ALMEIDA [³]. Conseqüentemente, a camada superficial apresenta poro-pressões negativas para que seja satisfeita a relação entre estas e as tensões totais e efetivas.

Para os modelos Cam-clay é também necessário especificar a pressão de pré-adensamento isotrópica p'_c (figura III.1) obtida a partir da história de tensões e da teoria do modelo Cam-clay modificado (o adotado nas análises), a partir da expressão (III.36). O perfil de p'_c é apresentado na figura VI.2(a) juntamente com o valor de p'_o calculado pela expressão (III.9). Na figura VI.2(b) apresentam-se os valores dos índices de vazios "in-situ" da argila de Sarapuí, obtidos em ensaios oedométricos por ORTIGÃO [⁶⁴], que são comparados com os calculados pelo Sistema CRISP. Observa-se uma boa concordância entre os resultados, o que sugere uma boa estimativa das tensões in-situ.

VI.5 ANÁLISES REALIZADAS

VI.5.1 - As Análises Drenada e Não Drenada

O Sistema CRISP realiza as análises drenada e não drenada dependendo do valor fornecido ao módulo de compressibilidade da água K_w , conforme o princípio das tensões efetivas expresso por

$$\sigma = \sigma' + u \quad (VI.1)$$

ou em termos de incrementos de tensões:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u \quad (VI.2)$$

Por este princípio pode-se demonstrar (GURN [45]) que a relação entre os incrementos de tensão total e de deformação pode ser dado pela expressão

$$\Delta\sigma = D' \Delta\varepsilon + \underline{m} K_w \left(\frac{1+e}{e} \right) \underline{m}^T \Delta\varepsilon \quad (\text{VI.3})$$

onde \underline{m} é o vetor coluna com valores unitários e nulos para as tensões normais e tangenciais, respectivamente. $\Delta\varepsilon$ é o vetor incremento de deformação, e é o índice de vazios do solo e D' é a matriz tensão-deformação em termos de tensões efetivas, definida no Capítulo III.

No Sistema CRISP a equação acima é calculada através da seguinte sequência:

- (i) Cálculo da matriz de rigidez do elemento a partir da matriz D' , calculada em função dos parâmetros do solo;
- (ii) Cálculo da rigidez volumétrica da água dos poros, a qual é adicionada à matriz de rigidez calculada em (i) para o cálculo dos deslocamentos e das deformações;
- (iii) Cálculo em separado dos incrementos de tensões efetivas e de poro-pressões, utilizando a equação (VI.3).

Para a análise drenada, onde não é previsto variações de poro-pressões, o usuário deve indicar no arquivo de entrada $K_w=0$. O procedimento indicado acima independe se o solo é elástico ou elasto-plástico, ou ainda, da técnica de análise não-linear utilizada (incremental, iterativa ou mista).

Um problema que pode surgir nas análises não drenadas é que pelo método dos elementos finitos o sistema de equações pode se tornar mal-condicionado visto que como o valor real de k_w é da ordem de 2×10^6 kPa, podendo assim ocorrer um problema parecido ao caso em que o coeficiente de Poisson ν se aproxima 0,5. O problema ocorre, neste caso, devido ao fato dos termos de compressibilidade volumétrica serem bem maiores que os termos de compressibilidade cisalhante na matriz de rigidez, o que pode acarretar erros de arredondamento.

Tendo em vista as preocupações acima, GUNN [45] sugere que se indique para K_w valores de 100 a 1000 vezes o módulo de compressibilidade do esqueleto sólido K' . Já BRITTO e GUNN [24] sugeriram para K_w valores entre 50 e 500 K' . O valor de K' nos modelos de estados críticos é obtido diferenciando-se a equação do muro elástico no plano $e:p'$ (eq. III.33), obtendo-se:

$$K' = \frac{(1+e)p'}{\kappa} \quad (\text{VI.4})$$

Aplicando-se a equação (VI.4) para valores médios de e , p' e κ da argila do Rio de Janeiro, obteve-se K' em torno de 650 kPa. Estudos realizados por ALMEIDA [3], sobre a influência de K_w na variação do excesso de poro-pressão e deslocamentos, mostrou que estes valores são praticamente invariáveis para K_w entre 1×10^5 kPa e 1×10^7 kPa. Na análise não drenada aqui realizada utilizou-se $K_w = 1 \times 10^5$ kPa, que equivale a aproximadamente 150 vezes o valor de K' calculado. Tal valor de K_w se enquadra muito bem nos intervalos acima sugeridos.

VI.5.2 - As Análises de Adensamento Acoplado de Biot de Curto e Longo Prazos

Nas análises de adensamento acoplado é necessário especificar-se o coeficiente de permeabilidade do solo. O Sistema CRISP considera a permeabilidade constante a intervalos específicos de profundidade. Os valores dos coeficientes de permeabilidade horizontal e vertical para a fundação de argila mole são apresentados na tabela V.7. Uma discussão sobre esse parâmetro encontra-se no item V.2.6.

VI.5.2.1 - Análise de adensamento acoplado de Biot a curto prazo (análise A)

Nesta análise, foi simulado alteamento do aterro até o final da construção, com os tempos de carga e adensamento com carga constante iguais aos ocorridos no campo (ver figura II.3). Estes

tempos estão representados na tabela VI.2, juntamente com os números de incrementos relativos a cada bloco incremental utilizado para as camadas.

CAMADAS	BLOCO	Nº. DE INCREMENTOS	TEMPO (HORAS)	TIPO DE EVENTO
1	1	3	96	Carga
	2	8	240	Adensamento
2	3	10	48	Carga
	4	5	48	Adensamento
3	5	10	24	Carga
	6	5	48	Adensamento
4	7	9	24	Carga
	8	5	24	Adensamento
5	9	10	24	Carga
6	10	5	24	Carga
	11	10	72	Adensamento
TOTAL		81	672	

Tab. VI.2 - Simulação da construção do aterro I na análise de adensamento acoplado de curto prazo.

Os tempos da análise eram igualmente divididos quando se aplicava o carregamento com a adição de novos elementos representativos de novas camadas de altura. Quando do adensamento a carga constante, os tempos foram dispostos em intervalos crescentes, conforme esquema proposto no item III.5.

Realizaram-se dois tipos de análises para esse caso: uma análise com a atualização das coordenadas nodais levando-se em conta as deformações acumuladas (análise "pseudo

não-linear geométrica") e uma análise convencional, sem a atualização de coordenadas. As duas análises apresentaram resultados com diferenças desprezíveis, de forma que utilizou-se apenas o resultado desta última, denominada de análise A.

VI.5.2.2 - Análise de Adensamento Acoplado de Biot a Longo Prazo (Análise AL)

Com o objetivo do estudo da dissipação de poro-pressões após a construção do aterro, não tivesse o mesmo rompido, foi realizada a análise de adensamento acoplado a longo prazo (análise AL).

Nesta análise admitiu-se o aterro carregado instantaneamente, conforme procedimento sugerido por GUNN [⁴⁵], apresentado no item III.5, sendo a carga do aterro aplicada com os mesmos 81 incrementos da análise anterior.

VI.5.3 - Comparação de Custos das Análises Realizadas

Na tabela VI.3 estão apresentados os tempos e os custos em USC (Unidade de Sistema de Computação) relativos à análise drenada (análise D), à análise não drenada (análise ND) e às duas análises de adensamento (análise A e análise AL). São considerados os tempos e custos de processador, de entrada e saída, número de linhas impressas, o custo de memória central e o custo total em USC.

TEMPOS E CUSTOS	ANÁLISE			
	D	ND	A	AL
PROCESSADOR	2:05:08 (26889)	2:19:33 (29985)	2:28:31 (31911)	2:58:48 (38418)
ENTRADA E SAÍDA	8:30 (976)	14:43 (1689)	21:27 (2460)	15:51 (1817)
LINHAS IMPRESSAS	52950 (2663)	53616 (2697)	68460 (3443)	42174 (2121)
MEMÓRIA CENTRAL	(107363)	(124791)	(135348)	(160675)
CUSTO TOTAL	(137891)	(159161)	(173162)	(203032)

Tab. VI.3 - Tempos (em hora:minuto e segundo) e custos em USC (entre parêntesis) das análises realizadas.

Pode-se observar pela tabela acima, que, como era de se esperar, os custos das análises de adensamento são superiores aos das análises D e ND. No caso da análise A, observou-se uma diferença no tempo de processador que ultrapassa a análise ND em cerca de 10 minutos. Observa-se uma diferença apreciável no custo de memória entre a análise D e as análises A e AL e menor entre estas e a análise ND. A razão aparente para essas diferenças é a necessidade de armazenagem da rigidez correspondente à compressibilidade de água.

Observa-se ainda que a pequena diferença entre o custo da análise A e das análises D e ND deve-se ao pequeno número de incógnitas desta última em relação às outras, o que não ocorreu com a análise de adensamento de ALMEIDA [3], na qual se utilizou em toda a malha apenas elementos triangulares de formação linear, com incógnitas de poro-pressões lineares.

Era de se esperar a diferença significativa ocorrida entre os custos das análises A e AL, pois a análise AL inclui dez incrementos a mais do que a análise A.

VI.6 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

VI.6.1 - Os Resultados Obtidos

Nas análises numéricas do aterro experimental aqui realizadas serão apresentados: a) os resultados referentes aos deslocamentos horizontais com a profundidade (inclinômetros) e na base do aterro; b) os deslocamentos verticais na superfície da camada de argila mole. Os excessos de poro-pressão são comparados a partir dos resultados dos piezômetros obtidos durante a fase de execução do aterro, sendo também discutida a dissipação das poro-pressões com o tempo. É apresentada ainda uma breve discussão dos valores de graus de adensamento a partir dos resultados medidos pela instrumentação e dos valores de poro-pressões calculados nas análises. Finalmente, são analisadas as trajetórias de tensões em alguns pontos no interior da fundação.

VI.6.2 - Discussão dos Resultados Propriamente Dita

VI.6.2.1 - Os Deslocamentos Horizontais

Nas figuras VI.3 a VI.5 estão apresentados para a 2.^a, 4.^a e 6.^a camada, respectivamente, os seguintes resultados de deslocamentos horizontais em profundidade: a) valores calculados nas análises ND, A e D aqui realizadas; b) valores obtidos da análise F citada anteriormente; c) valores medidos. Observou-se que os valores calculados foram em geral maiores que os medidos até a quarta camada de aterro, verificando-se a partir daí uma compatibilidade muito boa entre os resultados das análises ND e A com os valores medidos. Os valores calculados na análise F foram quase sempre bem superiores em relação aos valores medidos, sendo bem próximos aos da análise drenada.

Com relação aos deslocamentos horizontais na base do aterro, figs. VI.6 a VI.8, observaram-se nas regiões adjacentes ao talude do aterro valores da análise D menores que os das demais análises, ocorrendo tendência contrária na região em frente ao talude. Comparativamente aos valores medidos por ORTIGÃO [64], verificou-se que os valores estimados nas análises D, ND e A (aqui realizadas concordaram bem com os intervalos de valores medidos até a segunda camada de aterro, a partir daí ocorreu uma sub-estimativa de valores calculados para os pontos sob o aterro e na região fora do aterro os resultados calculados foram relativamente super-estimados.

Apresenta-se na figura VI.9 a evolução dos deslocamentos horizontais no pé do aterro com a altura do aterro. Verificou-se uma boa proximidade das análises D, ND e A com o intervalo de valores medidos por ORTIGÃO [64]. Já os resultados de ALMEIDA [3] e da análise F apresentaram valores bem mais distanciados dos valores medidos.

VI.6.2.2 - Os Deslocamentos Verticais

Foram verificados os resultados de recalques na superfície de argila mole e comparados estes resultados com os medidos por placas de recalques e marcos superficiais para as três camadas citadas anteriormente e apresentadas nas figs. VI.10 a VI.12. Observou-se uma boa aproximação da análise A com os valores medidos pelas placas de recalque, com os resultados da análise F situando-se entre os valores das análises ND e A. Na região fora do aterro, os valores medidos situaram-se entre os valores calculados nas análises ND, A e D, observando-se valores bem maiores relativos à análise F.

Na sexta camada de aterro, observou-se uma proximidade bastante razoável entre os valores medidos pelos marcos superficiais e os calculados nas análises ND e A.

Na figura VI.13 apresentam-se os recalques calculados na análise D, sendo esses resultados da ordem de 6 a 9 vezes maiores que os valores medidos. Estes resultados são uma

idêia do que seriam as deformações do aterro a longo prazo, não tivesse ele rompido.

A evolução dos deslocamentos verticais calculados com o tempo, na análise A, é mostrada na figura VI.14 em comparação com os recalques medidos nas placas A e B. Observou-se uma boa aproximação até a terceira camada entre os valores medidos e calculados, ocorrendo a partir daí uma certa discrepância para deslocamentos maiores que 200 mm.

VI.6.2.3 - Os Excessos de Poro-Pressões

Os resultados dos excessos de poro-pressões nas análises ND e A aqui realizadas são comparados com valores medidos nos piezômetros P2, P4 e P5 na figura VI.15. Observou-se, em geral valores de excesso de poro-pressões calculados na análise ND acima dos valores medidos em campo. LEROUEIL e outros [52] observaram que a não saturação de solos argilosos moles ou ainda a sub-estimativa dos coeficientes de permeabilidade em análises numéricas podem conduzir à cálculos de excessos de poro-pressões acima dos valores medidos. É possível que a primeira causa acima seja a mais provável.

Verificou-se ainda, comparando-se os valores calculados para os piezômetros P2, P4 e P5, uma discrepância entre os resultados das análises ND e A, pois era de se esperar que os resultados dos pontos mais próximos às fronteiras drenantes (P2 e P5) dissipassem mais poro-pressões nas análises A, o que não ocorreu. É provável que razões de ordem numérica, tais como: o tipo de elemento, configuração da malha, intervalos de tempo adotados (observados III.5 e VI.5.2.2.2 dessa dissertação), ou mesmo, e arredondamento nas operações numéricas sejam a causa de tais problemas. As poro-pressões calculadas são aparentemente mais sensíveis às razões acima que os deslocamentos. Com efeito, admitindo-se as isócronas de poro-pressões parabólicas, demonstra-se (ATKINSON e BRAUSBY [14],

cap. 8) que o tempo decorrido para drenar um ponto no interior da camada argilosa distante de l da superfície drenante é dado por

$$t = \frac{l^2}{12 C_v} \quad (\text{VI.1})$$

Aplicando-se a equação acima para a malha utilizada, tem-se para $l = 1,5$ m e C_v representativo da camada de 1×10^{-7} m /seg, um tempo mínimo de aproximadamente 520 horas. Observa-se que este valor está bem acima dos tempos utilizados na análise A.

Quando se utiliza na análise de adensamento por elementos finitos um intervalo de tempo menor do que o estabelecido pela equação VI.1, ou elementos com variação linear de poro-pressão (como neste trabalho), as isócronas tenderão a apresentar uma distribuição em "zig-zag", conforme observado na figura VI.16. Uma vez que a drenagem neste tempo estará num ponto anterior ao nodal A (ponto B, na figura), o programa calcula como forma de melhor aproximação a poro-pressão no ponto nodal $\Delta\sigma^* > \Delta\sigma$, de forma a compensar este erro. Desta forma, o programa gera uma poro-pressão menor no ponto inferior e assim progressivamente.

Na análise A, foram utilizados incrementos de tempo de adensamento iniciais inferiores aos tempos mínimos requeridos na análise pelo método dos elementos finitos (equação VI.1). Por isso, conforme citado no parágrafo acima, observou-se nas isócronas calculadas de excesso de poro-pressões uma disposição errática do tipo "zig-zag" nos pontos de incógnitas nodais. Verificou-se ainda, conforme a figura VI.17, que tomando se valores de poro-pressão nos pontos de integração (na região intermediária nos pontos nodais), era possível obter isócronas mais realistas. A isócrona apresentada na figura VI.17 é resultado de um incremento de tempo inicial de 20 horas. O tempo mínimo aproximado calculado pela equação VI.1 seria, admitindo-se $C_v = 1,0 \times 10^{-7}$ m²/seg. e $l = 3,0$ m, de aproximadamente 2080 horas, daí a disposição errática.

A figura VI.18 apresenta as isócronas de poro-pressões nos pontos nodais em duas seções no aterro obtidas a partir da análise AL, com seus respectivos tempos (em horas) acumulados. Nesta análise, os tempos adotados para o primeiro incremento de adensamento foram de 2000 horas, bastante razoável para os elementos com $\ell = 3,0$ m, próximos à superfície drenante da fundação. A distribuição das isócronas parece bem razoável, ocorrendo a tendência de uma dissipação na região superficial devido esta região apresentar maior compressibilidade, índice de vazios e, portanto, maior permeabilidade.

Na figura VI.19 é apresentada a variação do excesso de poro-pressões com o tempo (escala logarítmica) nas seções próximas ao pé do aterro e na região central. Observa-se que, nos tempos iniciais de dissipação de poro-pressões, a velocidade de dissipação é maior no ponto [45] mais próximo à região drenante (na seção ao pé do aterro) e no ponto [32] (seção central ao aterro). O efeito Mandel-Cryer (item III.3) pode ser observado nos pontos [16] e [26], que pode ter influenciado na variação dos pontos [20] e [12] localizados aproximadamente a meia profundidade na região central do aterro. Como esperado, obteve-se maior desenvolvimento de poro-pressões na região mais central do aterro.

Finalizando, é de se esperar que uma forma de evitar a distribuição errática em "zig-zag" das isócronas de poro-pressões quando da utilização de pequenos intervalos de tempos (como na análise A aqui realizada) seria a utilização ou de uma malha mais refinada ou de elementos com graus maiores de variações das poro-pressões, como por exemplo, passando de variação linear (elemento tipo 3) para cúbica (elemento tipo 7).

VI.6.2.4 - O Grau de Adensamento

Foram calculados os graus de adensamento para três camadas de aterro, a saber: a 1.^a camada de 1,0 m; a 3.^a camada, com altura acumulada de 1,6 m e a 6.^a camada com altura acumulada de 2,8 m.

Na tabela VI.4 estão apresentados, para as camadas citadas, os graus de adensamento em função dos valores medidos pelos piezômetros, sendo os valores dados pela razão entre as áreas dos excessos de poro-pressões dissipados e os excessos de poro-pressões gerados no início do carregamento. Também são apresentados, para efeito de comparação, os graus de adensamento calculados em função da poro-pressão dissipada e em função dos recalques calculados pelo Sistema CRISP.

No cálculo em função dos recalques calculados, utilizou-se a equação do adensamento uni-dimensional

$$U (\%) = \frac{\rho_z - \rho_0}{\rho_\infty - \rho_0} \times 100$$

onde

- ρ_t : recalque em um ponto no instante t, obtido na análise de adensamento de Biot (análise A);
- ρ_0 : recalque inicial obtido na análise não drenada (análise ND);
- ρ_∞ : recalque a longo prazo, obtido na análise drenada (análise D)

SISTEMA CRISP

CAMADAS	MEDIDO	PORO-PRESSÃO	RECALQUES
1. ^a H = 1,0m	63	18,8	10,5
3. ^a H = 1,6m	63,2	16,0	11,3
6. ^a H = 2,8m	35,5	36,3	15,6

Tab. VI.4 - Graus de Adensamento (U%)

Observou-se pela tabela acima que os graus de adensamento obtidos a partir do Sistema CRISP estão, em geral, abaixo dos obtidos pelos valores medidos. No que se refere aos valores obtidos a partir das poro-pressões, estas foram super-estimadas pela análise de adensamento de Biot de curto prazo, devido à distribuição errática descrita no item anterior. Quanto aos resultados obtidos pelos recalques estimados no Sistema CRISP, observa-se que a equação acima se refere apenas ao adensamento em uma direção, quando na realidade os recalques são bi dimensionais. Também a sub-estimativa dos coeficientes de permeabilidade pode ter contribuído para estes resultados.

VI.6.2.5 - As Trajetórias de Tensões

O Sistema CRISP calcula ainda as tensões nos pon tos de integração dos elementos da malha, interpolando os valores para os pontos de incógnitas nodais. Resolveu-se representar as trajetórias de tensões totais (TTT) e efetivas (TTE) para três pontos representativos no interior da camada de argila mole. A TTT representada refere-se à tensão total diminuída da

poro-pressão in situ u_0 de modo que se tenha tanto a TTT como a TTE partindo do mesmo ponto inicial.

Em trabalhos recentes (MATSUI & ABE [59, 60, 61] e MAGNAN e outros [55]) estão incluídos estudos de TTT e TTE em análises de adensamento acoplado de Biot pelo método dos elementos finitos de pontos no interior da fundação de aterros sobre solos moles, para diversos modelos elasto-plásticos.

Nas figuras VI.20 a VI.22 são apresentadas as trajetórias de tensões obtidas neste trabalho, onde os eixos coordenados correspondem aos invariantes p e p' na abscissa e q' na ordenada. Estes invariantes são definidos no item III.2.2 desta dissertação.

O ponto intitulado 64.4 (elemento nº 64 e ponto de integração 4) foi escolhido para representar a região submetida a um carregamento vertical próximo à região drenante. O ponto nodal relativo ao piezômetro P3 foi escolhido para representar as trajetórias dos pontos próximos à região central da argila mole. Finalmente, o ponto 54.4 (elemento 54 e ponto de integração 4) foi selecionado para representar a região submetida a um carregamento lateral. Os números dispostos ao lado de cada incremento, nas figuras, correspondem às respectivas camadas de aterro adicionadas, com exceção da análise de adensamento a longo prazo (análise AL), onde os números representam alguns incrementos de tempo.

Observou-se inicialmente que as trajetórias de tensões totais para os três pontos variaram com o tipo de análise realizada. O ponto 64-4 (figura VI.20), mais próximo à superfície drenante, apresentou a TTE da análise A entre a TTE das análises D e ND, o que é razoável, tendo em vista os excessos de poro-pressões não terem sido completamente dissipados. No entanto, no ponto 20 (figura VI.21), situado numa região mais próxima do centro da camada de argila, observou-se a TTE da análise A bem mais à esquerda, indicando maiores excessos de poro-pressões que os da análise ND, talvez devido ao efeito Mandel-

Cryer discutido no Cap. III. Na figura VI.22 são apresentadas as TTT e as TTE para as análises A e AL no ponto 54-4. Observou-se que a tensão normal total p é praticamente constante na análise AL, o mesmo não ocorrendo entretanto, para os pontos 64-4 e 20 onde ocorre uma constante diminuição no valor de ϕ quando do adensamento à carga constante, conforme também apresentado nos trabalhos de MATSUI & ABE [^{59, 60, 61}].

Observou-se ainda nas análises de adensamento acoplado de curto prazo (análise A) pouca dissipação de poropressões, sendo os pontos nas trajetórias de tensões relativos aos tempos inicial e final de cada camada muito próximos entre si, indicando pouca dissipação.

VI.6.3 - Comparação com os Resultados das Análises de ALMEIDA [³]

Como citado anteriormente (Capítulo I), o aterro experimental I do IPR/DNER já foi analisado pelo programa CRISP por ALMEIDA [³] na Inglaterra. Nas análises realizadas nesta dissertação utilizaram-se novos parâmetros (Capítulo V) e uma malha com menor número de elementos. Neste item são comparados alguns resultados destas duas análises.

Com relação aos deslocamentos horizontais em profundidade, observou-se uma diminuição acentuada nos valores das análises ND e A, com estes novos valores aproximando-se melhor dos valores medidos (ver fig. VI.5). A análise D, por outro lado, diferenciou muito pouco da de ALMEIDA.

Quanto aos deslocamentos horizontais, neste trabalho, observou-se para todas as etapas de carregamento de aterro que os valores da análise F se situaram mais distantes dos valores medidos que os da análises ND, A e D. Em ALMEIDA [³], nas duas etapas iniciais, observaram-se maiores valores para a análise ND, sendo esta suplantada nas camadas seguintes pela análise F. Os resultados das duas análises (esse trabalho e ALMEI-

DA [3]) concordaram relativamente bem como os valores medidos, sendo que em ALMEIDA [3] a tendência de sub-estimar os valores de deslocamentos horizontais sob o aterro foi menos acentuada . Com relação aos resultados dos deslocamentos horizontais no pé do aterro, pode-se comparar os resultados das análises A de ambos os trabalhos. Em ALMEIDA [3], os valores foram superestimados em torno de duas vezes o intervalo de valores medidos, enquanto que a análise A aqui realizada apresentou valores bem próximos aos valores medidos (fig. VI.9).

Quanto aos valores calculados dos deslocamentos verticais de ambas as análises, observou-se uma acentuada melhora nos valores calculados de recalques na análise A deste trabalho, tanto na região sob o aterro quanto na região externa. A análise ND melhorou bastante na região fora do aterro, juntamente com a análise A. As análises D mantiveram-se quase inalteradas para as duas análises. Com relação à evolução dos recalques para as duas placas sob o aterro (fig. VI.14), os valores estimados em ALMEIDA [3] foram se distanciando dos valores medidos a partir da quarta camada, enquanto que os valores obtidos nesse trabalho foram relativamente próximos, apesar da inversão de resultados na sexta camada.

VI.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste Capítulo procurou-se verificar a aplicabilidade do Sistema CRISP implementado. Para tanto, utilizou-se o Aterro Experimental I do IPR/DNER em análise não drenada, drenada e de adensamento acoplado de curto e longo prazo, sendo as análises drenada e de adensamento de longo prazo utilizadas para simular o comportamento fictício do aterro a longo prazo.

Os resultados foram bastante aceitáveis no que concerne aos deslocamentos. Quanto aos valores calculados de poro-pressões nas etapas de carregamento do aterro, na análise de adensamento de curto prazo, os resultados foram pouco satisfatórios. Na análise de adensamento de longo prazo em que fo-

ram adotados incrementos de tempo condizentes com a geometria da malha e tipo de elemento, obteve-se boa distribuição de poropressões.

Verificou-se, ainda, os bons resultados do Sistema CRISP tanto na simulação de ensaios triaxiais drenados e não drenados utilizando o modelo Cam-Clay modificado, como a aplicação da teoria do adensamento acoplada de Biot, comparada com resultados analíticos e de outras análises numéricas.

5 m

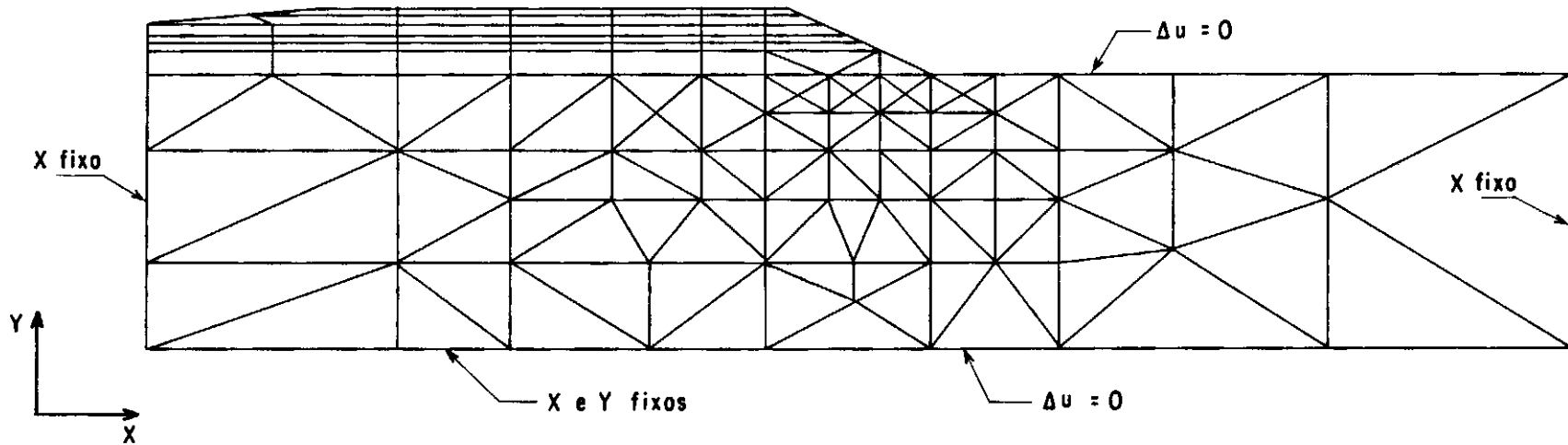


Fig. VI.1 - A malha e as condições de fronteira

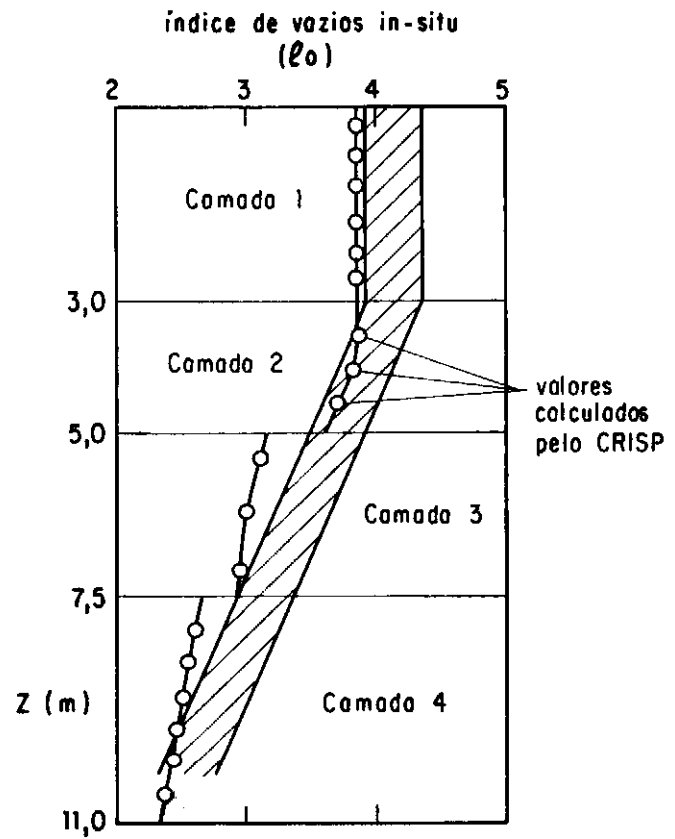
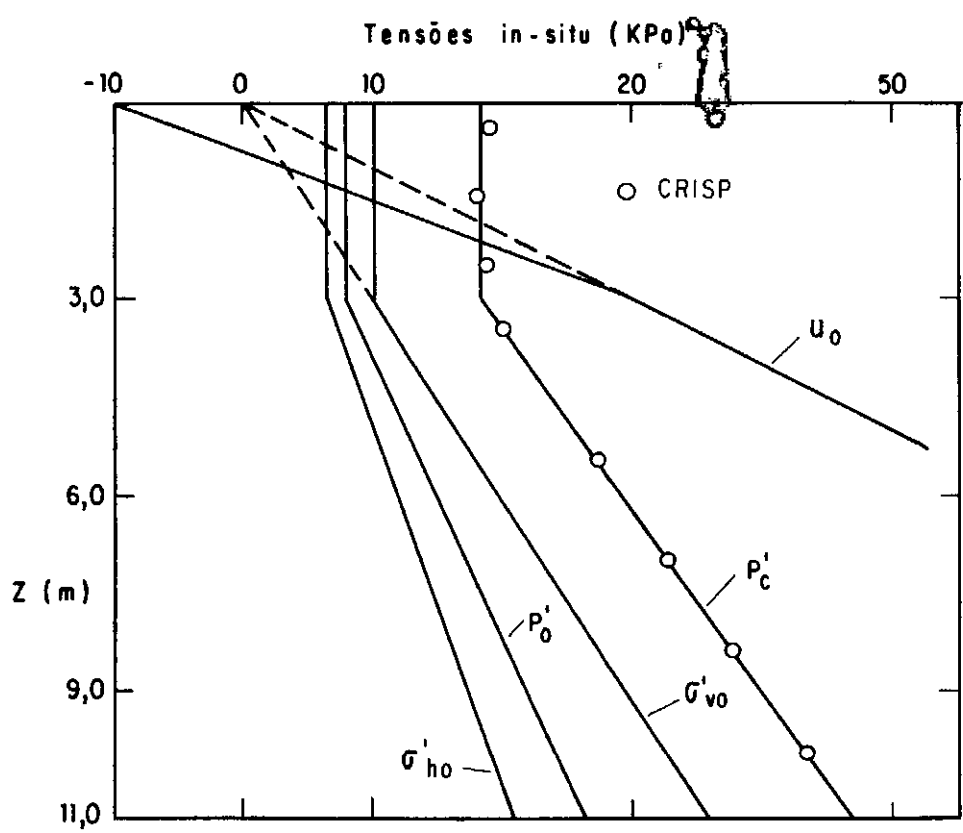


Fig. VI.2 - O estado de tensões e o índice de vazios in-situ

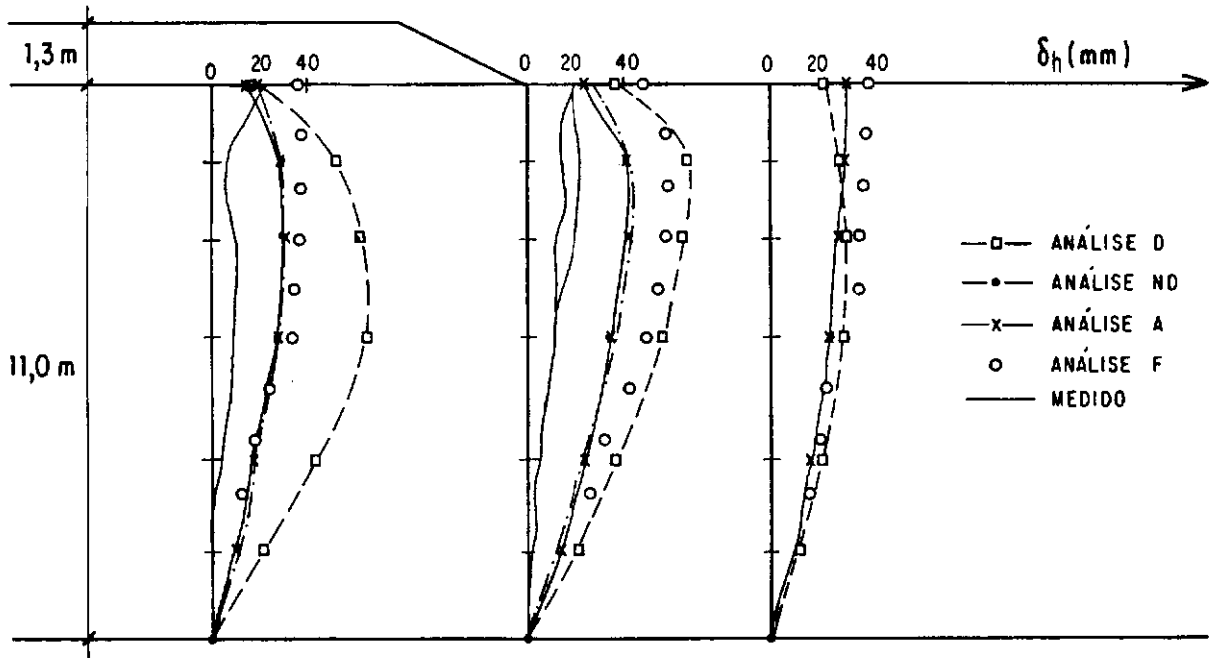


Fig. VI.3 - Deslocamentos horizontais (2ª camada)

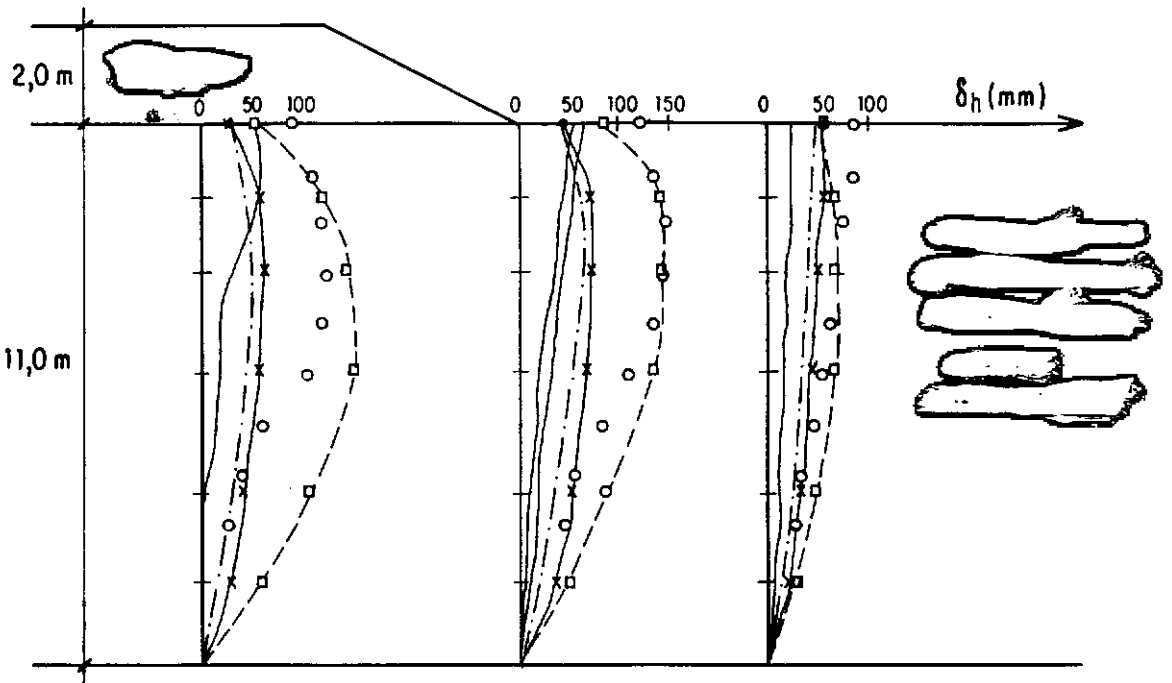


Fig. VI.4 - Deslocamentos horizontais (4ª camada)

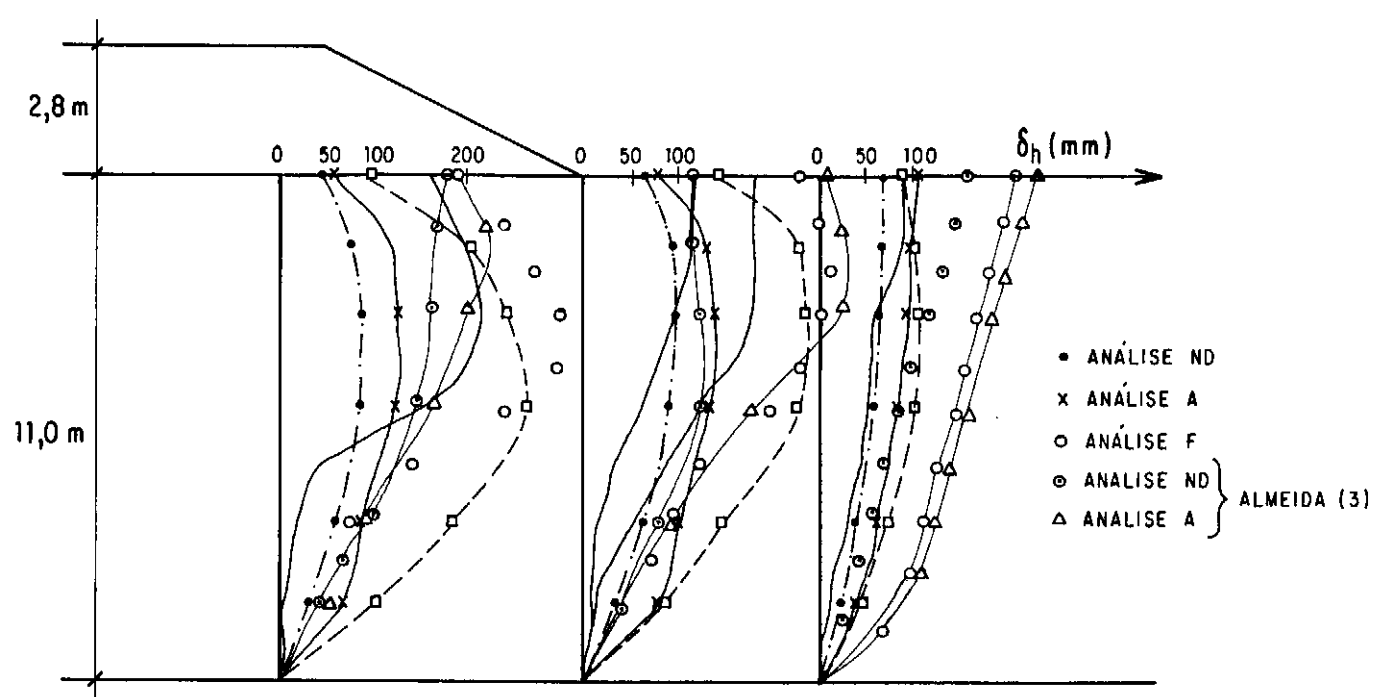


Fig. VI.5 - Deslocamentos horizontais (6.^a camada)

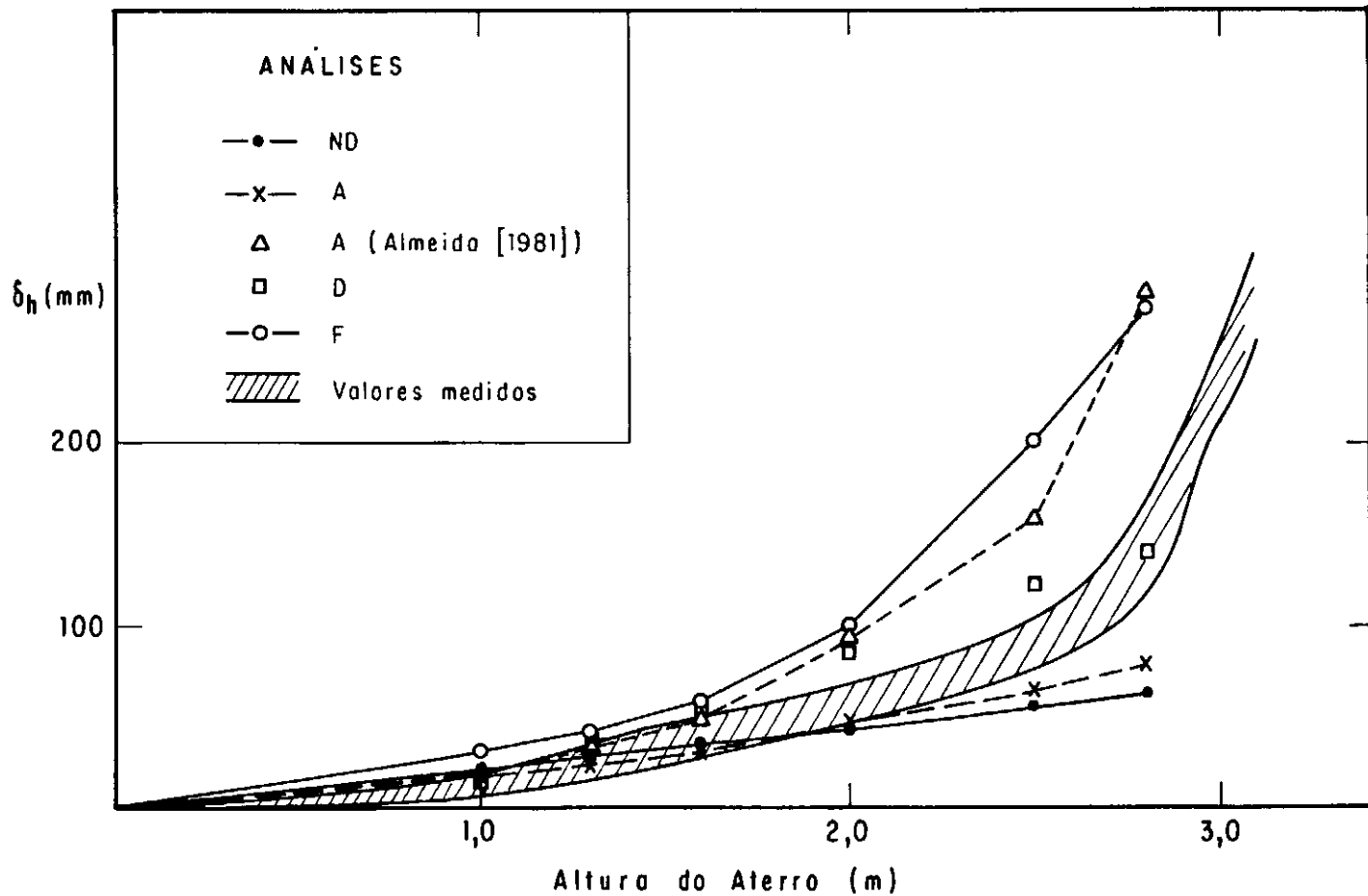


Fig. VI.9 - Evolução dos deslocamentos horizontais no pé do aterro

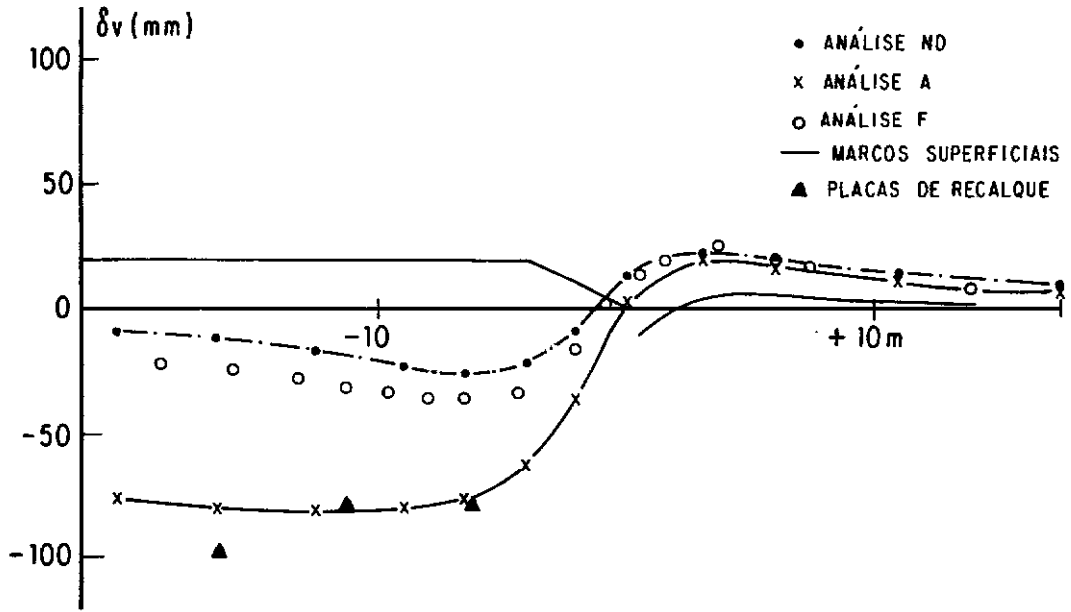


Fig. VI.10 - Deslocamentos verticais na base do aterro
(2ª camada)

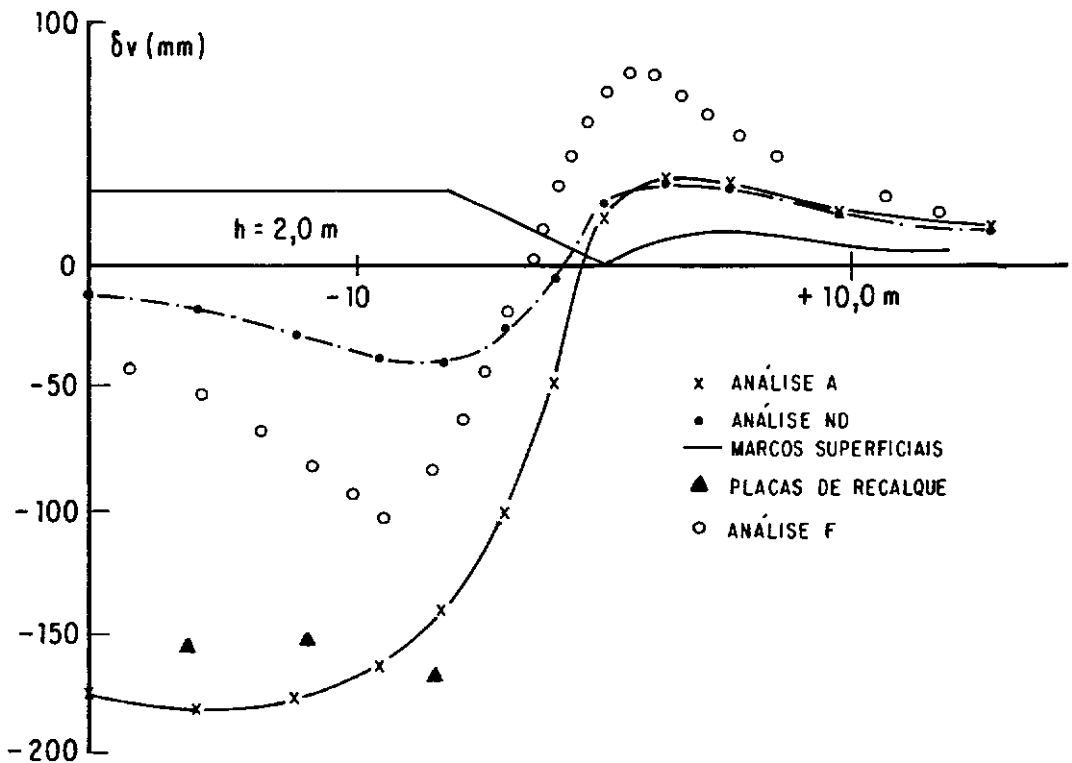


Fig. VI.11 - Deslocamentos verticais na base do aterro
(4ª camada)

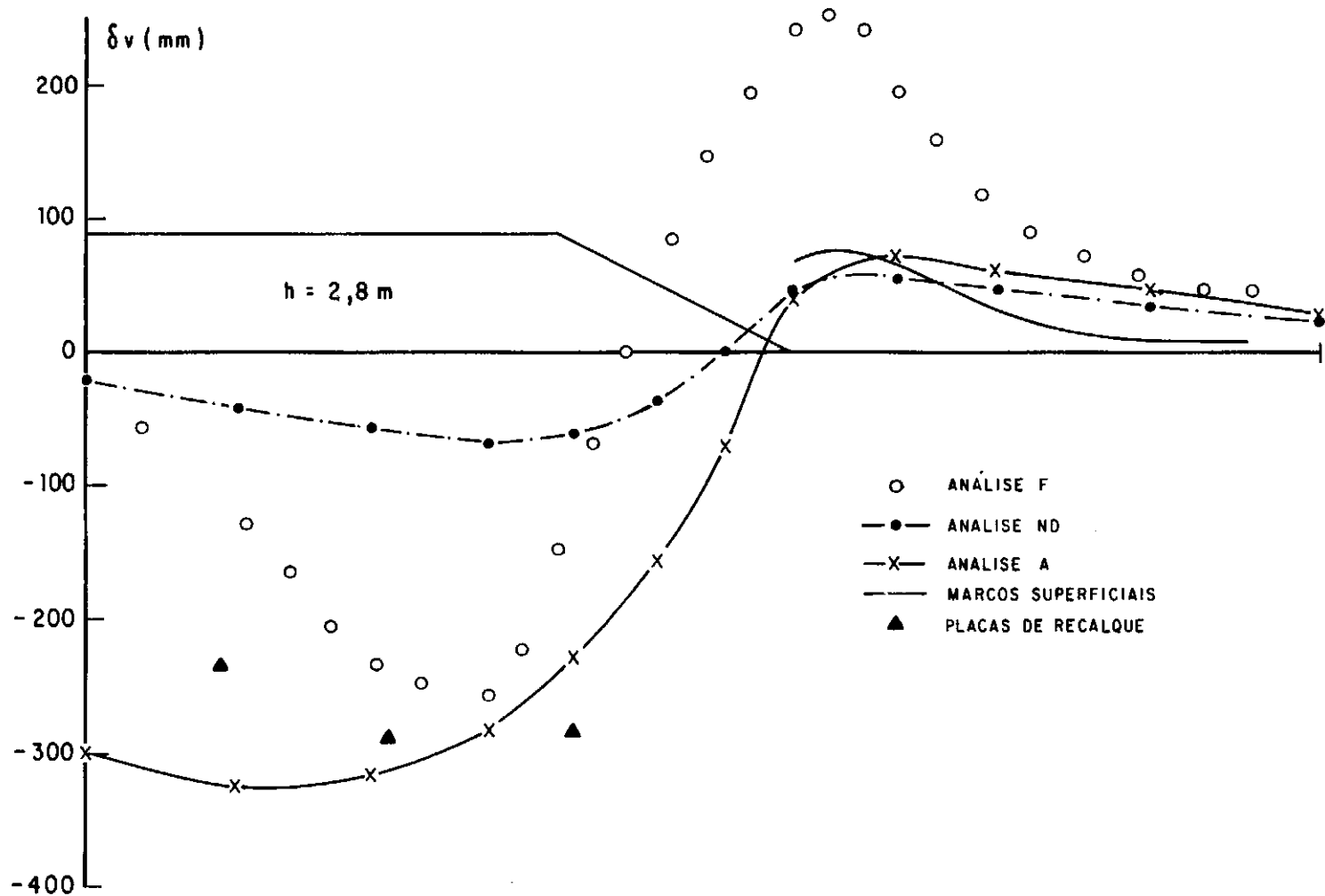


Fig. VI.12 - Deslocamentos verticais na base do aterro (6ª camada)

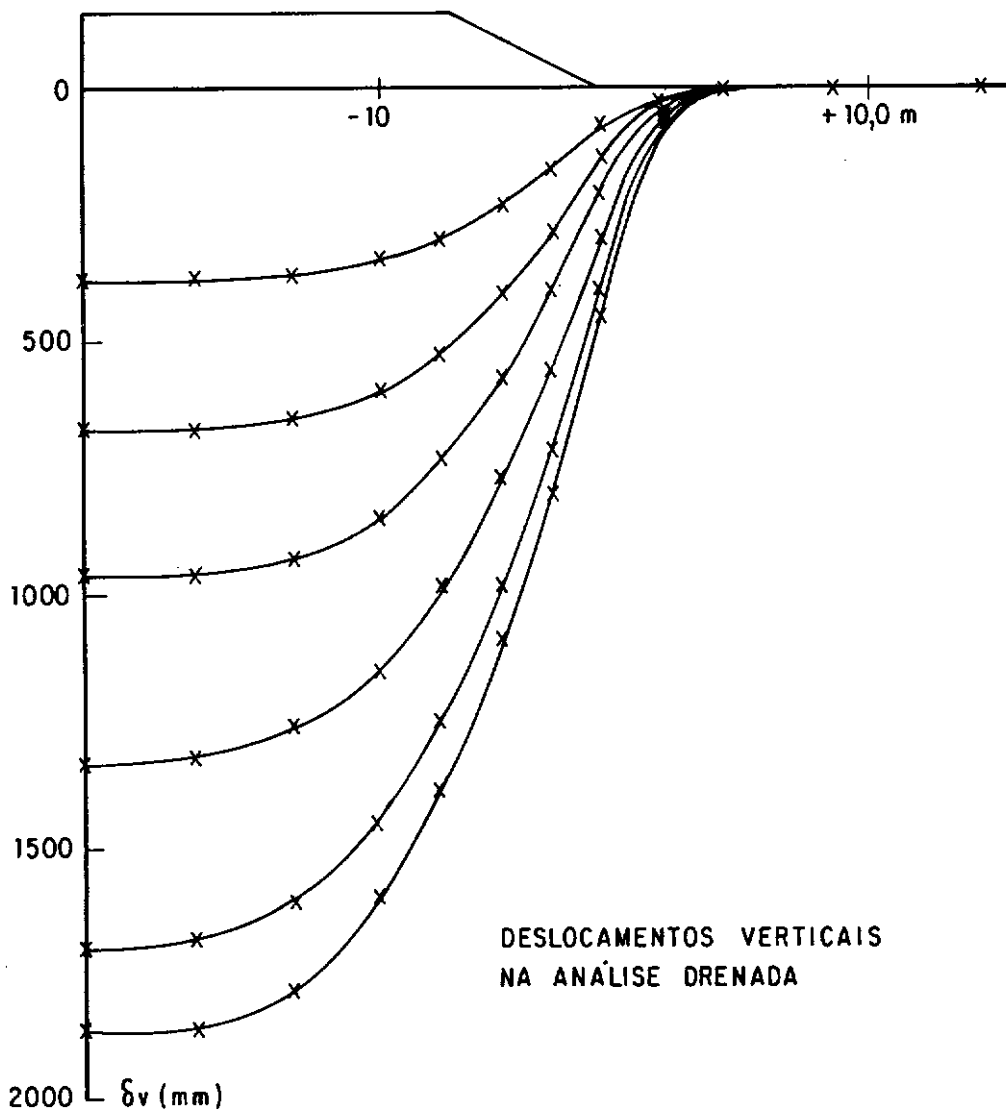


Fig. VI.13 - Os deslocamentos verticais na base do aterro na análise drenada para as seis camadas

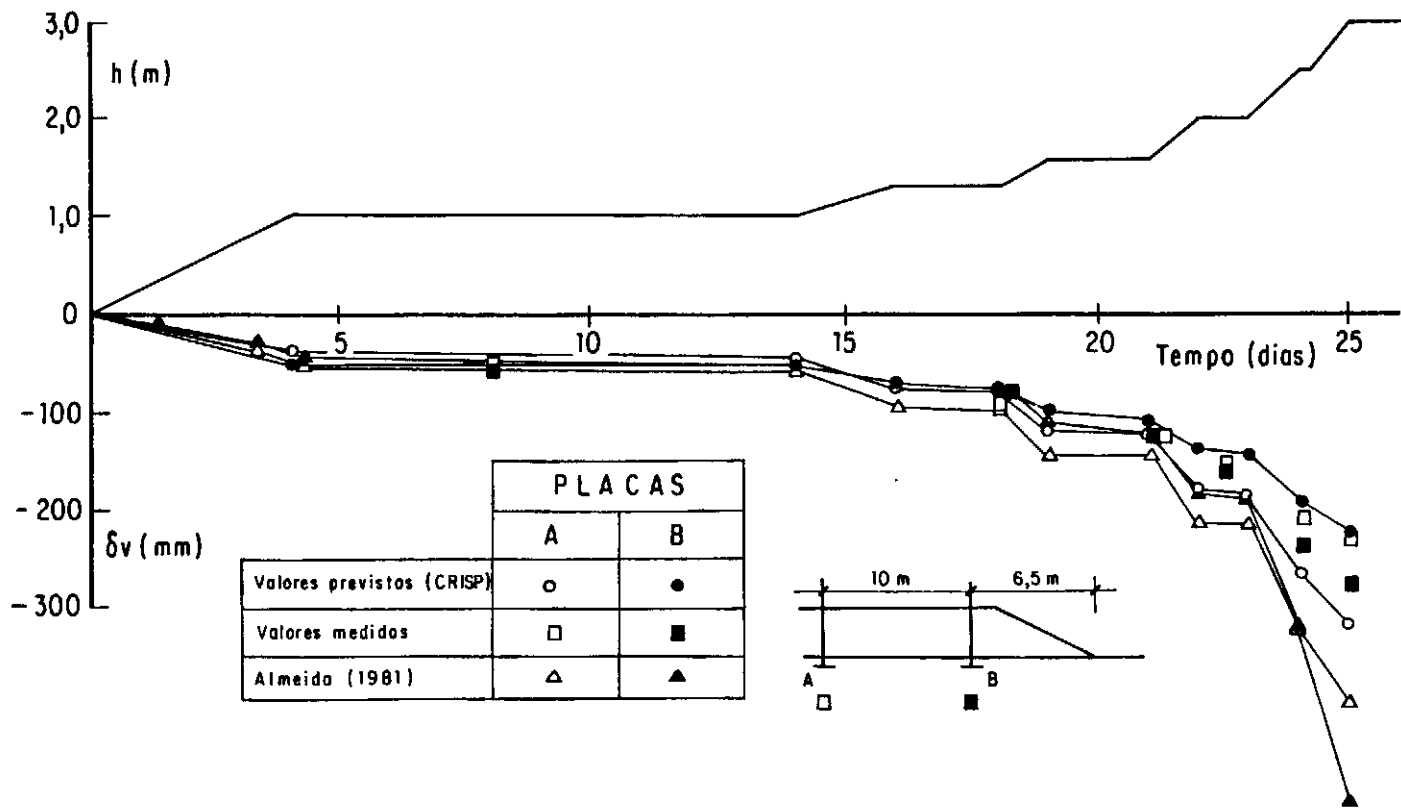


Fig. VI.14 - Evolução dos recalques com o tempo para duas placas de recalques

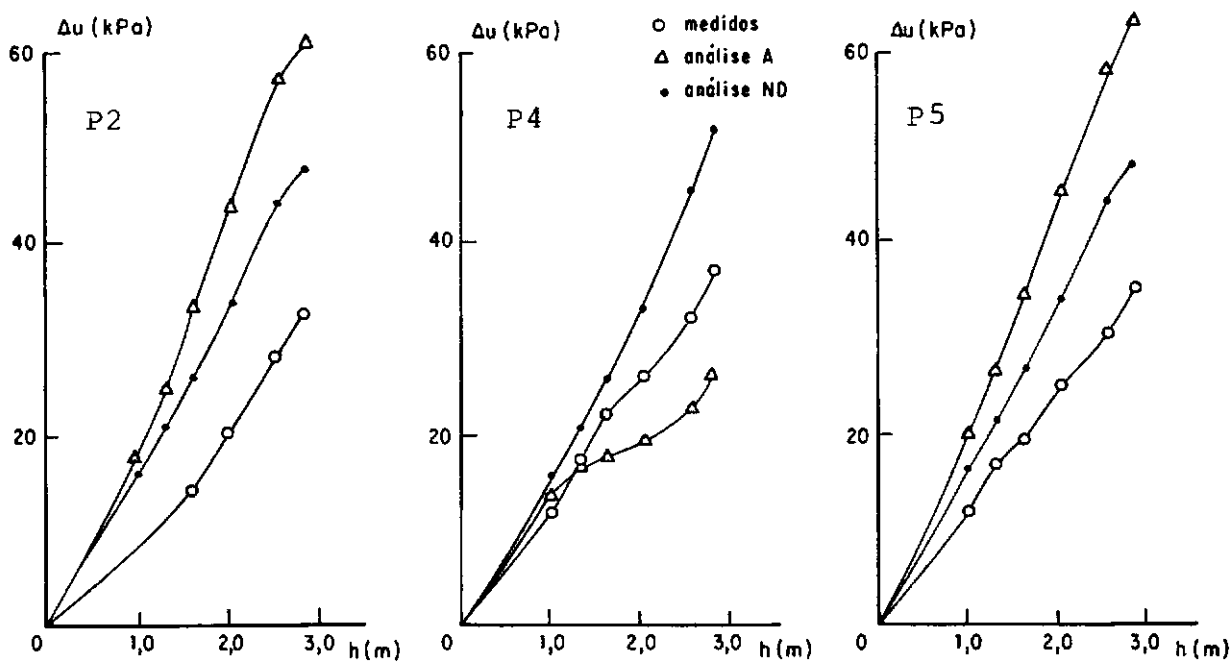
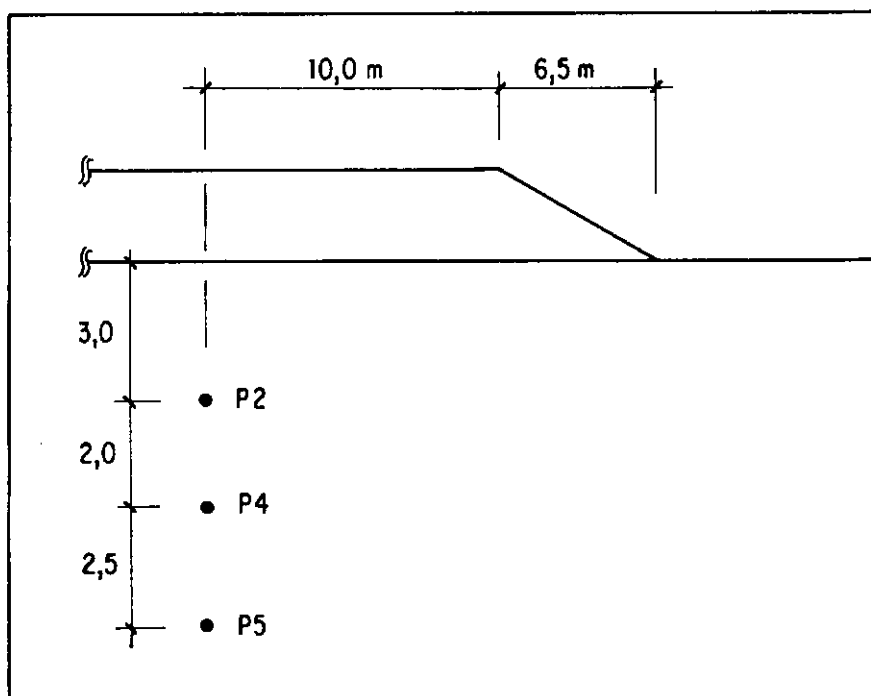


Fig. VI.15 - Poro-pressões calculadas e medidas nos piezômetros P2, P4 e P5

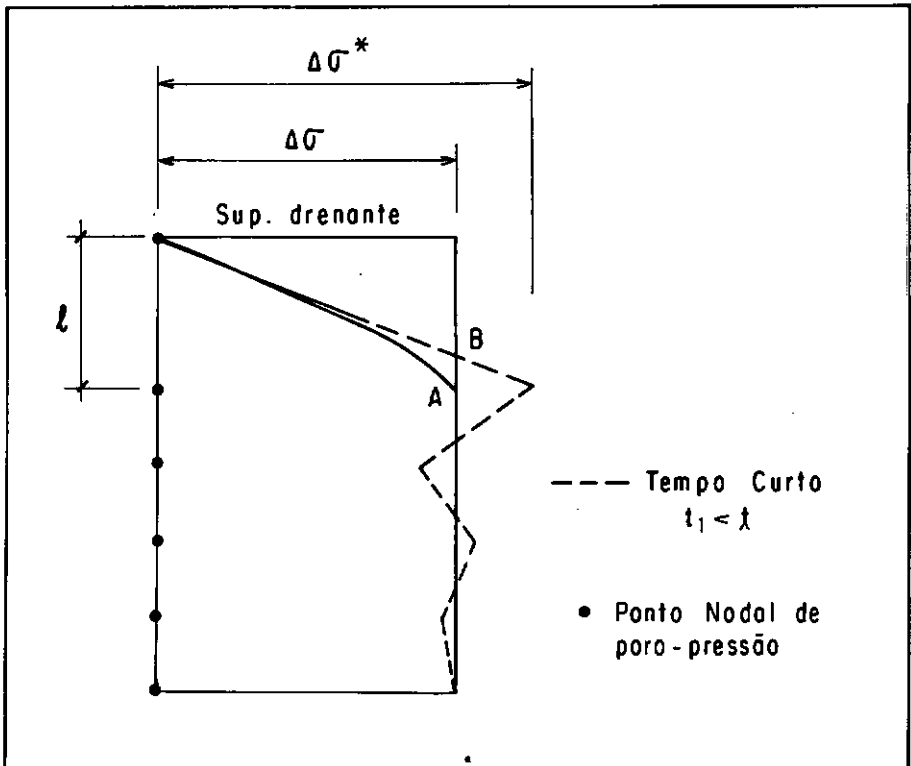


Fig. VI.16 - Distribuição errática de poro-pressões

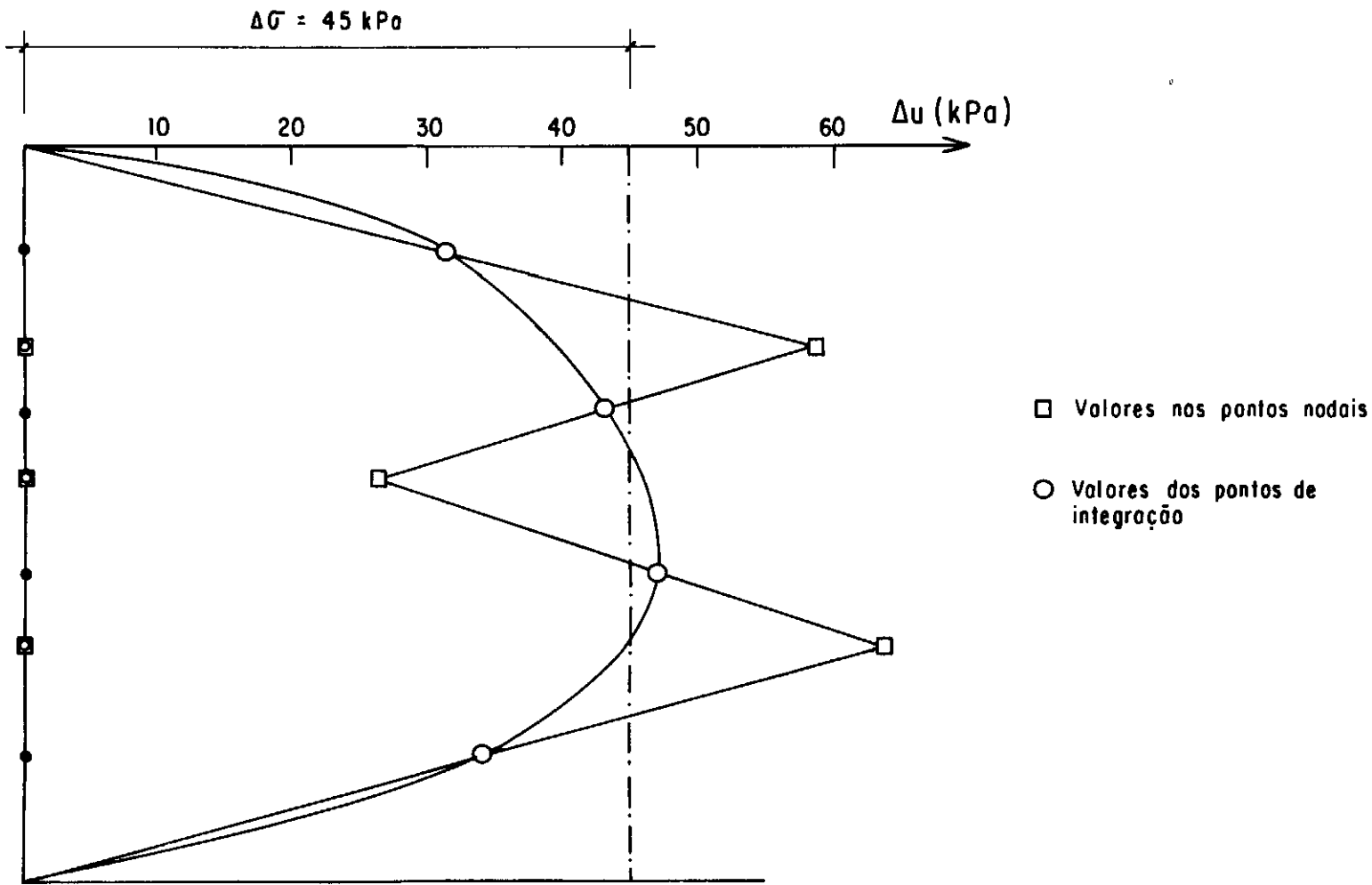


Fig. VI.17 - Distribuição errática de poro-pressões obtida para tempo inicial curto

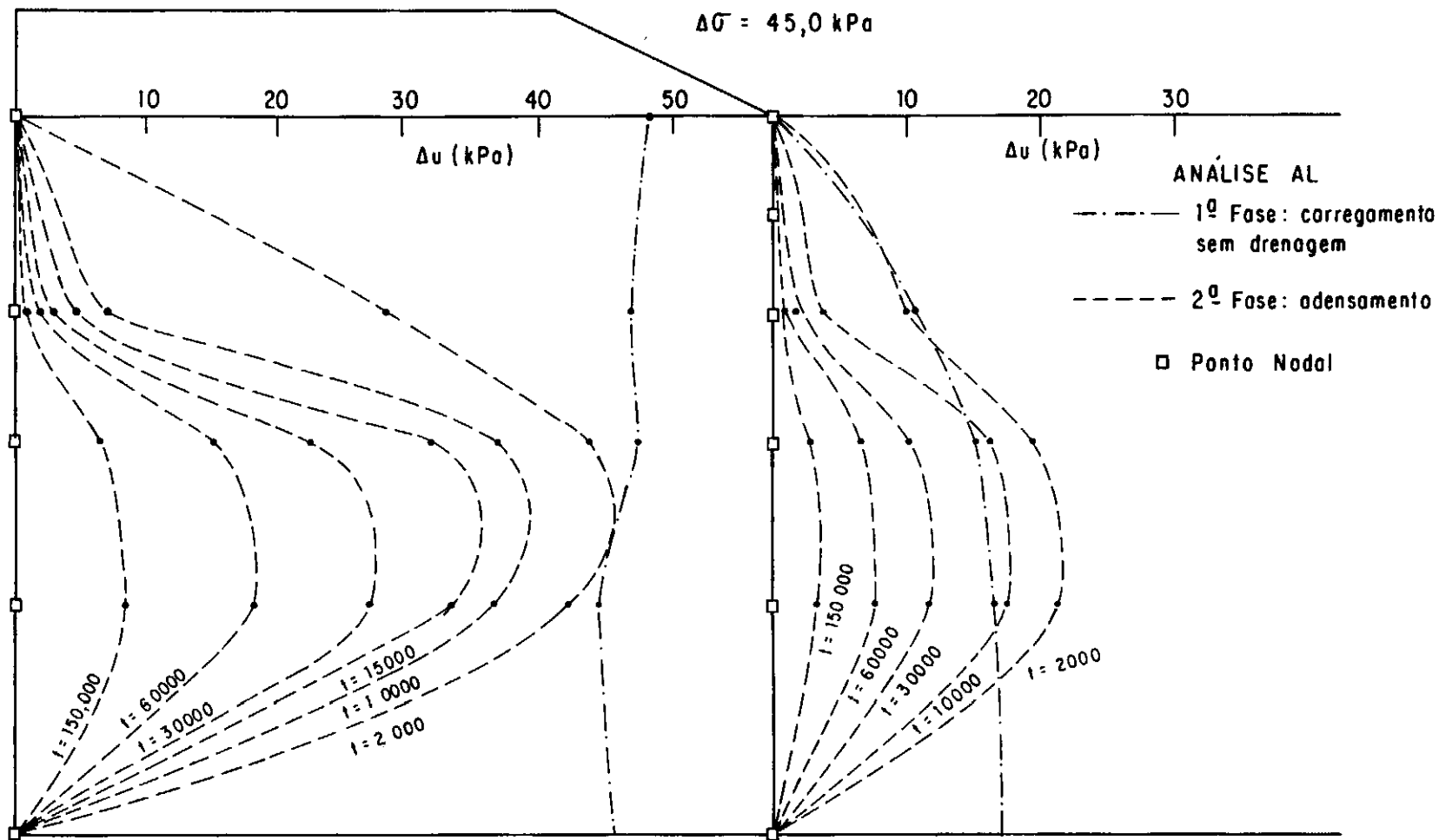


Fig. VI.18 - Isôcronas de poro-pressões da análise AL

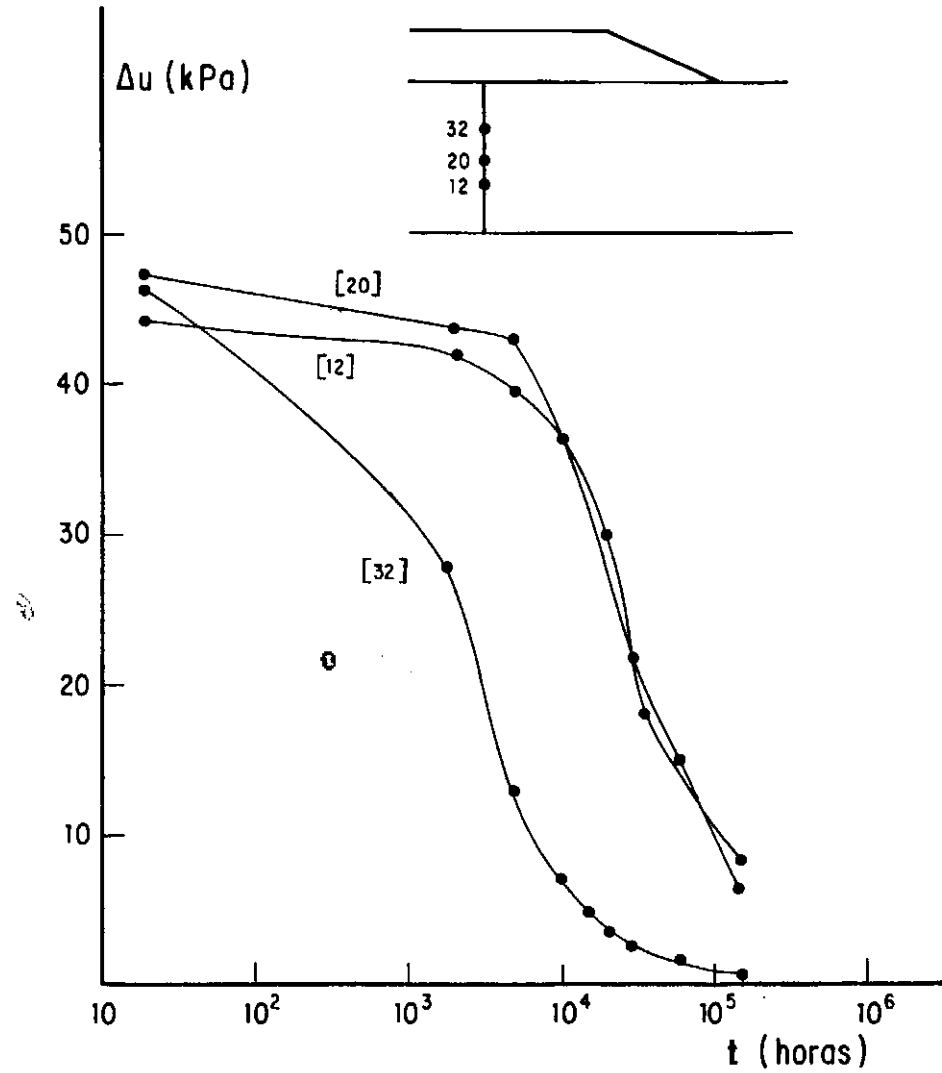
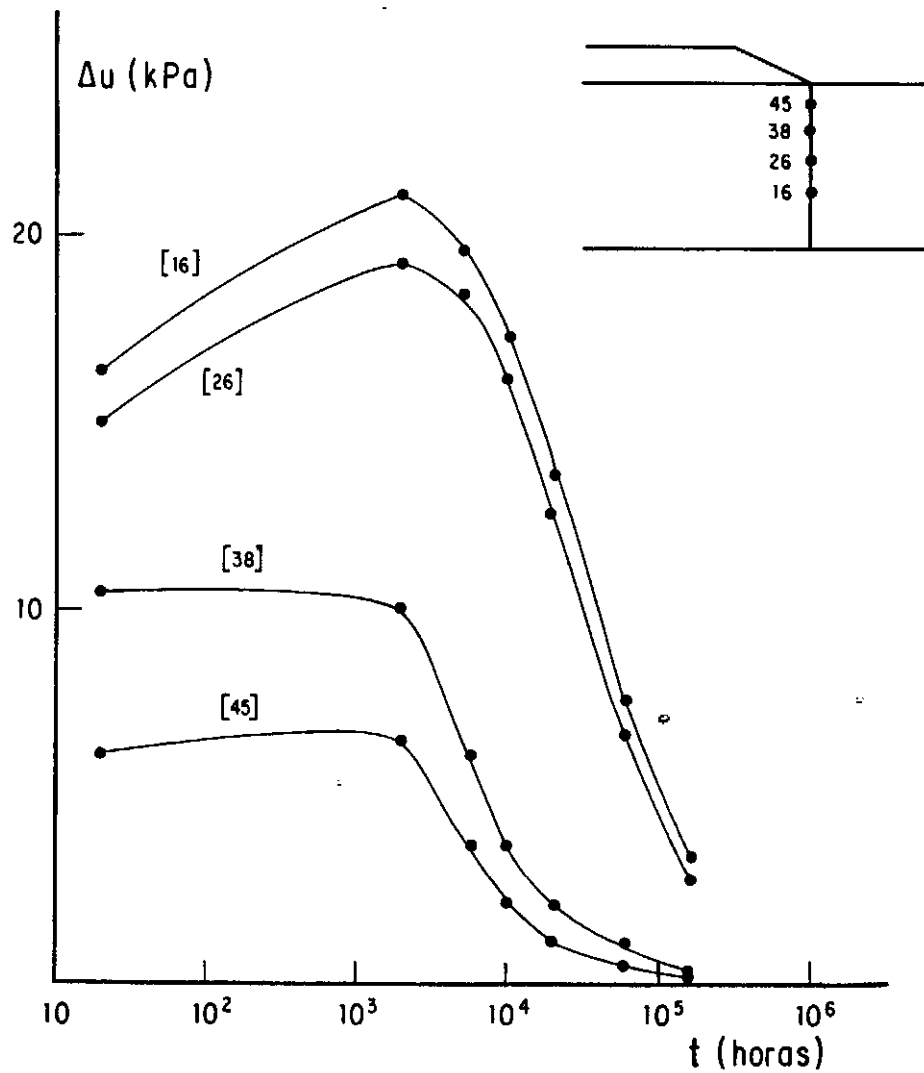


Fig. VI.19 - Excesso de poro-pressões para duas seções na fundação do aterro

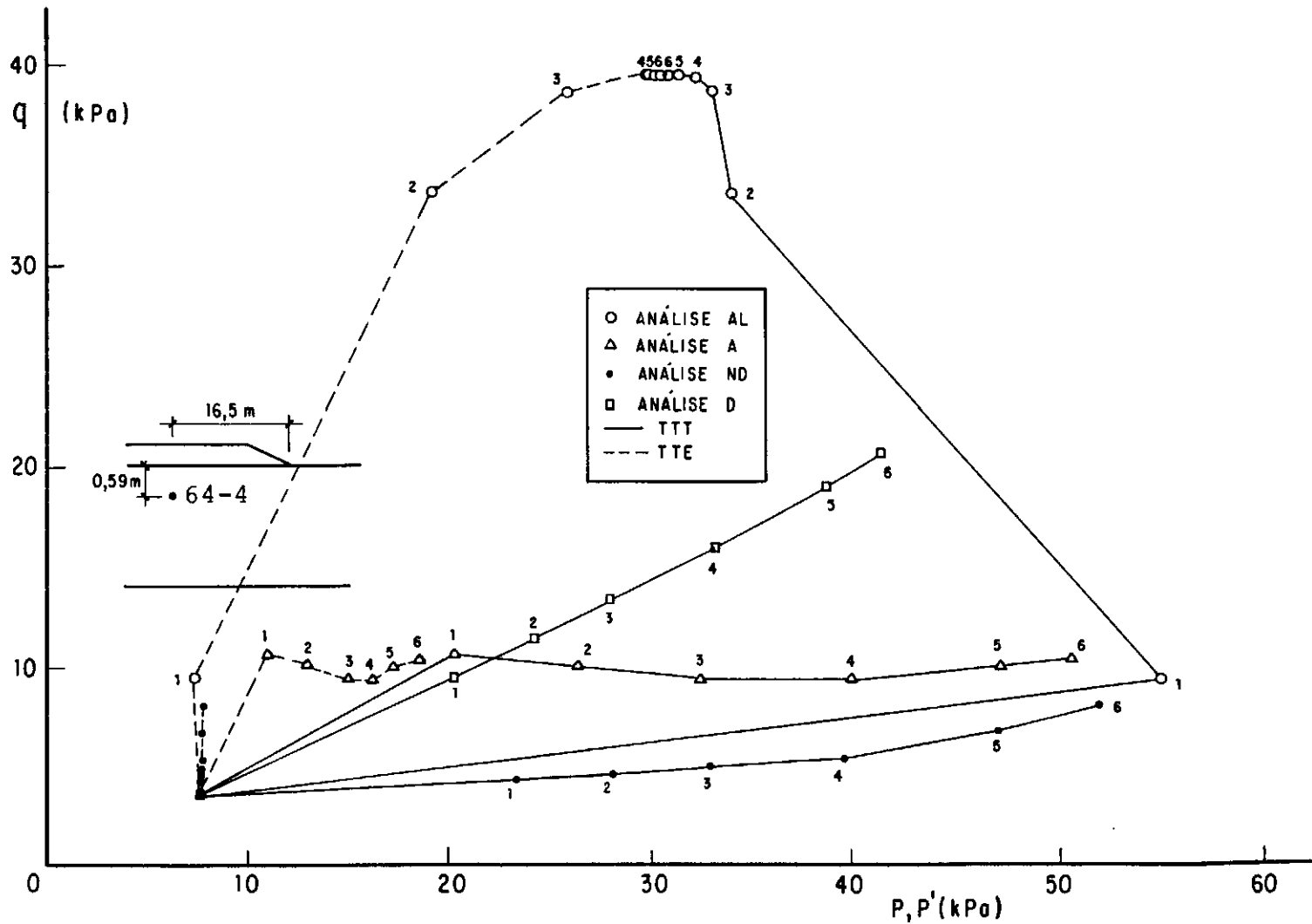


Fig. VI.20 - As trajetórias de tensões totais e efetivas para o ponto 64-4

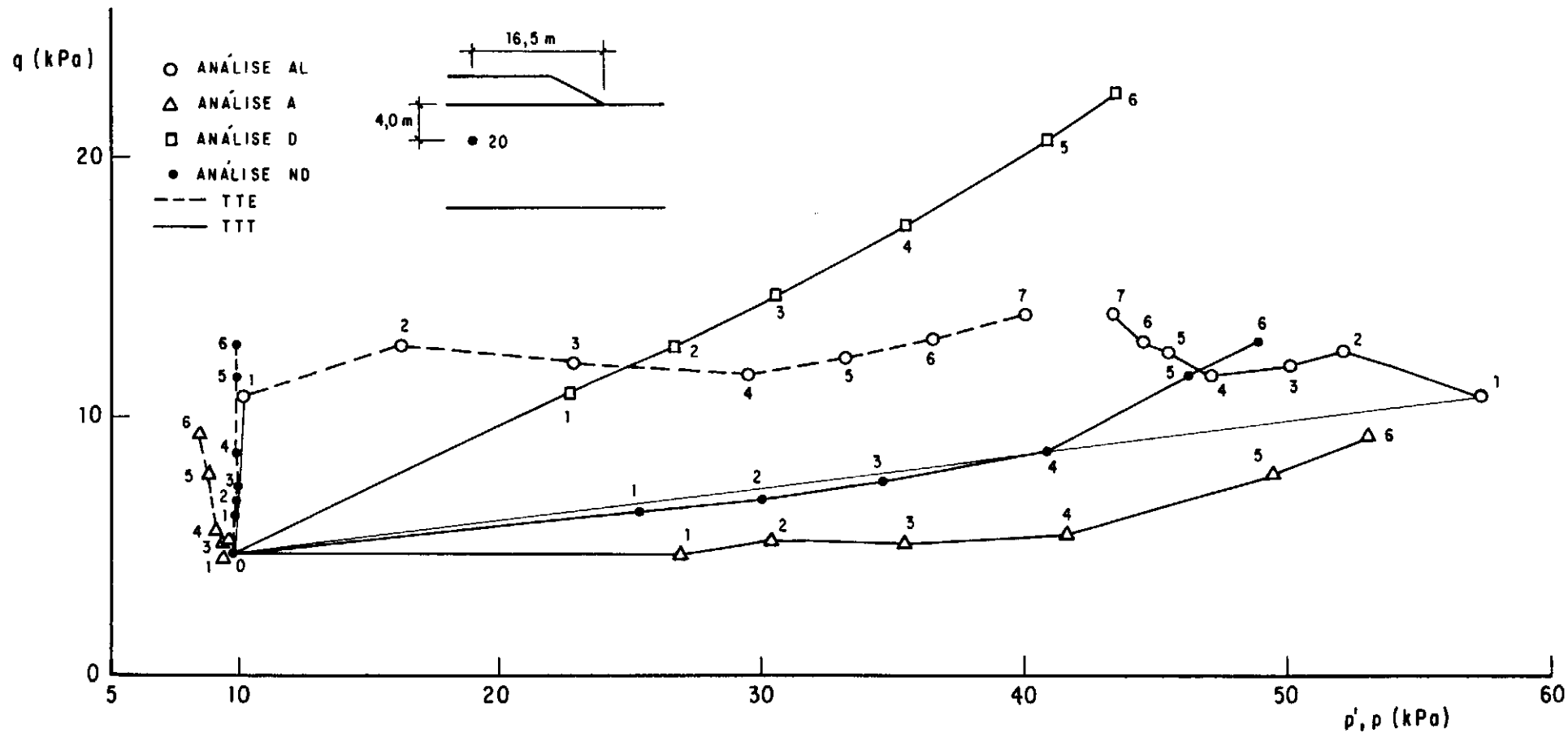


Fig. VI.21 - As trajetórias de tensões totais e efetivas para o ponto 20

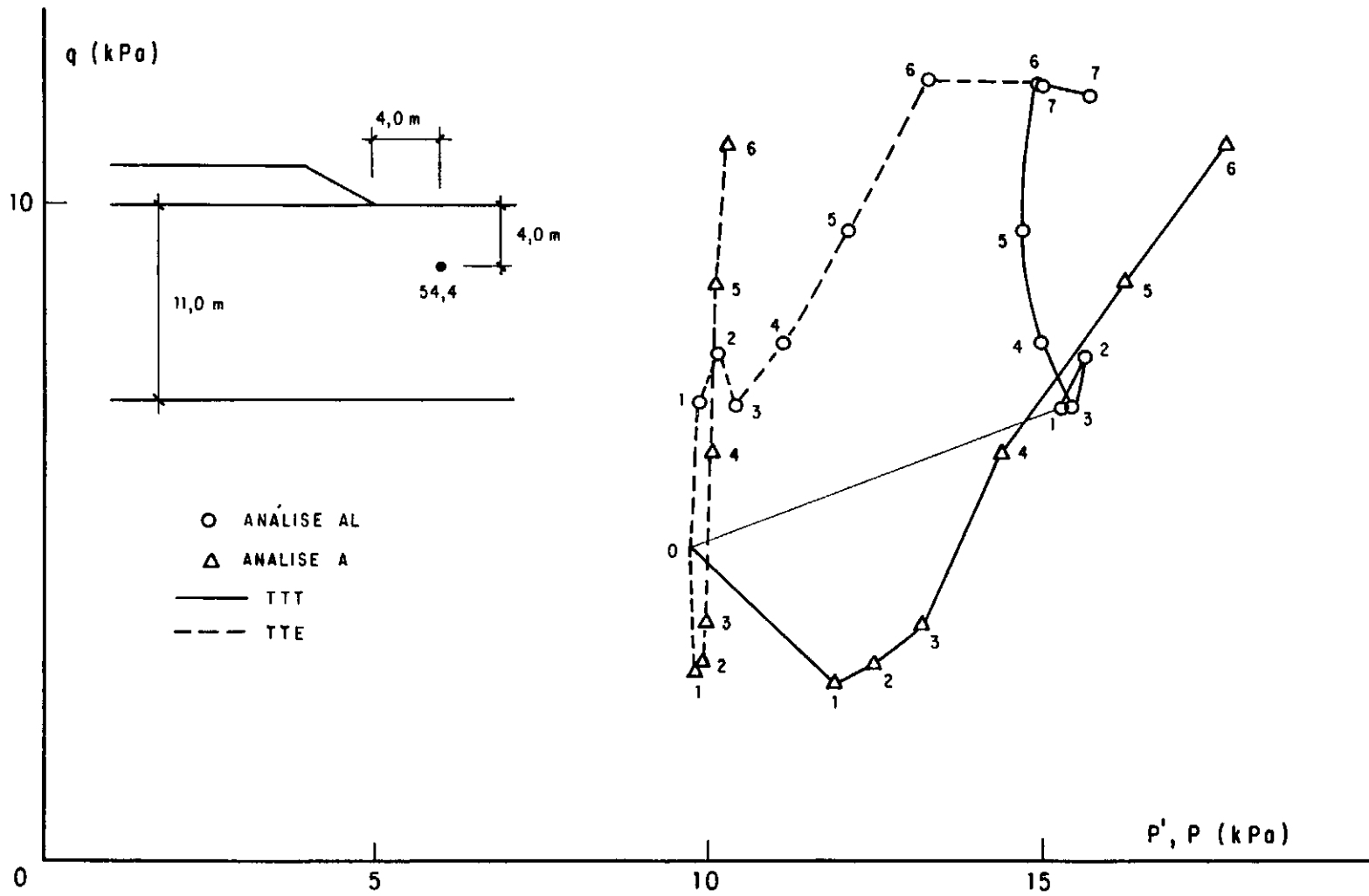


Fig. VI.22 - As trajetórias de tensões totais e efetivas para o ponto 54-4

CAPÍTULO VII

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

VII.1 INTRODUÇÃO

Propôs-se, com este trabalho de implementação do Sistema CRISP no Computador Burroughs B-6800 do NCE/UFRJ, proporcionar à comunidade Geotécnica um instrumento numérico de grande versatilidade no estudo da deformabilidade de solos argilosos a partir dos modelos elasto-plásticos de estados críticos utilizando-se o método dos elementos finitos. Apresentou-se o Sistema CRISP implementado, assim como os programas dele constituintes, além de um roteiro (apêndice III) para a utilização do mesmo em terminais do B-6800.

Apresentaram-se os conceitos fundamentais relativos à teoria de estados críticos e da teoria do adensamento acoplado de Biot com a formulação adotada no Sistema CRISP. A teoria do adensamento acoplado de Biot utilizada no Sistema CRISP foi verificada através de comparações com soluções analíticas (apêndice V). O Sistema apresenta ainda a versatilidade de montagem dos sistemas de equações pelo Método Frontal descrito no Capítulo III.

Para a avaliação da implementação do Sistema CRISP escolheu-se o caso bem documentado do Aterro Experimental I do IPR-DNER construído sobre a argila de Sarapuí no Rio de Janeiro.

Foi realizada uma revisão geral dos parâmetros dos modelos Cam-clay em que se verificou serem adequados os parâmetros λ , κ , e_{CS} e G para a argila de Sarapuí utilizados nas análises de ALMEIDA [3]. Entretanto, os valores de M e dos coeficientes de permeabilidade adotados na presente análise foram alterados, sendo adotados valores inferiores aos de ALMEIDA [3] para estes últimos.

A seguir são apresentadas as conclusões mais importantes referentes às análises aqui realizadas.

VII.2 CONCLUSÕES

São apresentadas abaixo as conclusões referentes às análises aqui realizadas.

A - Deslocamentos horizontais

- No que se refere aos deslocamentos horizontais, as análises de curto prazo, não-drenada (análise ND) e de adensamento acoplado (análise A) apresentaram valores em profundidade bem próximos aos medidos no campo pela instrumentação. Como era de se esperar, os deslocamentos em profundidade das análises drenada (análise D) foram bem maiores, estando estes valores situados próximos aos da análise com o programa FEECON (análise F). No que se refere aos deslocamentos horizontais na superfície da fundação, os resultados das análises D, ND e A foram, em geral, bastante próximos entre si, verificando-se uma tendência de sub-estimativa dos resultados.

B - Deslocamentos verticais

- Quanto aos recalques verticais na superfície da fundação, observou-se uma estimativa muito boa dos recalques na análise A. Na região sob a plataforma do aterro, observou-se que as análises ND apresentaram valores muito pequenos relativos aos valores medidos, enquanto que os valores da análise F foram intermediários entre os da análise ND e A.

- Os deslocamentos verticais calculados fora do aterro foram relativamente bem previstos pelas análises ND e A, mas os valores calculados na análise F foram muito acima das análises ND e A dos valores medidos.

- Os recalques verticais calculados na análise A em função do tempo, durante o alteamento, foram muito bem previstos.

C - Poro-pressões

- Ao contrário dos resultados dos deslocamentos, os resultados de excesso de poro-pressões na análise A, durante a fase de alteamento, não foram muito satisfatórios. Tal resultado deveu-se basicamente ao fato de que o refinamento adotado na malha (tamanho e tipo de elemento) não foi compatível com os tempos reais adotados nesta análise para simular o alteamento e adensamento do aterro. Além disso, nessa análise, as isócronas de poro-pressões apresentaram-se bastante erráticas, do tipo "zig-zag". Verificou-se, então, que a melhora dessas isócronas era possível ou aumentando-se o tempo ou refinando-se a malha nas regiões próximas às fronteiras drenantes.
- Realizou-se uma análise adicional, denominada de análise de adensamento acoplado de longo prazo (análise AL), utilizando-se a mesma malha, mas com intervalos de tempos compatíveis com a mesma. A distribuição de poro-pressões nesta análise foi bastante aceitável. Sugere-se, assim, que em análise de adensamento no Sistema CRISP a malha de elementos finitos seja o mais refinada possível nas regiões próximas à drenagem livre, e não apenas dependente de níveis de tensões aplicados à malha.
- Com relação aos parâmetros adotados, observou-se na análise de adensamento de longo prazo (análise AL) que os valores calculados de graus de adensamento foram bastante reduzidos com relação aos valores obtidos a partir de resultados de poro-pressões medidos. Acredita-se que os valores de k_v e k_h equivalentes usados no programa tenham sido inferiores aos desejáveis para proporcionar melhor concordância com as medições de campo.

D - Trajetórias de tensões

- As trajetórias de tensões nas análises de longo prazo (análise AL) apresentaram-se de acordo com o esperado, verificando-se que durante o adensamento q aumentava, enquanto p' diminuía. Verificou-se, também, através das trajetórias, a pequena dissipação de poro-pressões nas análises de adensamento acoplado de curto prazo (análise A).
- As trajetórias de tensões totais relativas às fases de alteamento e adensamento variaram com o tipo de análise realizada.
- Constatou-se a ocorrência do efeito Mandel-Cryer no ponto 20 da figura VI.21, onde se observa a TTE correspondente à análise A situada bem mais à esquerda, indicando maiores excessos de poro-pressões nesta análise do que em relação à análise ND.

E - Tópicos Adicionais

- Os resultados do Sistema CRISP na simulação dos ensaios triaxiais (ver apêndice IV) não foram inteiramente satisfatórios, provavelmente devido ao pequeno número de incrementos impostos e à reduzida deformação cisalhante final obtida.
- Os resultados das análises de adensamento acoplado de Biot pelo Sistema CRISP, quando comparados com resultados analíticos de deformação plana para um carregamento infinito em um meio semi-infinito, foram bem próximos ao da solução analítica de SHIFFMAN e outros [7⁴].
- O tempo de processamento para uma malha com 150 elementos com um total de 817 graus de liberdade, para 81 incrementos de carga, foi em torno de 2,0 horas. Esse tempo é aceitável, em termos de sistemas numéricos de elementos finitos utilizados em pesquisas de engenharia, para estudos de materiais elasto-plásticos não-lineares.

- A possibilidade de realizar uma análise por partes através da utilização do Mecanismo de Parada e Reinício ("STOP/RE-START") proporcionou maior versatilidade do sistema e racionalização de tempo no uso do computador.

Em resumo, pode-se afirmar que o Sistema implementado produziu resultados bastante a contento no que diz respeito aos deslocamentos. As poro-pressões podem ser bem previstas, levando-se em conta o refinamento da malha e os incrementos de tempos iniciais em análises de adensamento acoplado.

VII.3 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

- Refinar a malha de elementos finitos e realizar outra análise de adensamento acoplado (análise A) do Aterro I.
- Utilizar o Sistema CRISP para análises de deformabilidade e poro-pressões do Aterro Experimental II do IPR/DNER, e do Aterro Teste da Barragem de Juturnaíba (COUTINHO [³⁴]) fazendo-se as seguintes implementações:
 - (i) implementar o coeficiente de permeabilidade variando linearmente com o logaritmo dos índices de vazios.
 - (ii) implementar o algoritmo (SLOAN e RANDOLPH [⁷⁹]) para o reordenamento dos elementos o mais eficiente possível, em malhas com elevado número de elementos, a fim de se evitar complicações numéricas e possibilitar menor custo de memória quando da solução do sistema de equações pelo Método Frontal, conforme utilizado no Sistema CRISP.
 - (iii) implementar o restante do programa PCRISP para o registro em gráfico da malha indeformada e de suas deformações;

- implementar nos modelos elasto-plásticos o módulo de cisalhamento G variando com a pressão normal efetiva p' ou com a pressão de pré-adensamento p'_c , conforme propõe HOULSBY [47].
- implementar o modelo elástico não-linear hiperbólico de DUNCAN & CHANG [38] para utilização na modelação de camadas adicionais de aterro.
- Realizar testes adicionais do Sistema CRISP no tocante ao adensamento acoplado de Biot em um meio elástico semi-infinito em condições de deformações planas e axi-simétricas e tri-dimensionais (GIBSON & McNAMEE [42], McNAMEE & GIBSON [54] e GIBSON & outros [41]).

APÊNDICE I

I.1 O Arquivo GEODATA para a Entrada de Dados da Geometria da malha para o Programa GCRISP

TIPO DO CARTÃO	Nº DE CARTÕES	D A D O S
A	1	TÍTULO
B	1	LINK
C	1	NVTX NEL NXNDV MXTYP NDIM IPLOT
D	1	NUMAX MUMAX
E	1	ID1 ID2 ID3 ID10
F	1	NSDZ NSPZ NDCUR NPCUR
G	NN	N X Y Z
H	1	IRNFR
I	N	MFRU(1) MFRU(2)..... MFRU(NEL)
J	NEL	KEL ITYP IMAT N1 N2 NV
K	NDCUR	MU ND1 ND2 X1 Y1 XN YN
L	NPCUR	MU ND1 ND2 X1 Y1 XN YN

onde

- NVTX - número de nós vértices na malha
- NEL - número de elementos na malha
- NXNDV - número máximo de vértices em qualquer elemento
- MXTYP - número do elemento com maior número de nós na malha
- NDIM - número de dimensões do problema
- IPLOT - opção para plotar parâmetros (não implementado)
- *NUMAX - número máximo do vértice utilizado
- *MUMAX - número máximo do elemento utilizado

* Caso a numeração dos vértices e dos elementos se iniciem por 1 e não haja vazios na numeração, adota-se zero para estes valores.

- ID1 ID2 ... ID10 - opção para checagem de diversos vetores da parte geométrica do programa
- NSDZ - número de nós de deslocamentos ao longo do lado dos elementos (excluem-se os vértices)
- NSPZ - número de nós de excesso de poro-pressão ao longo do lado dos elementos (excluem-se os vértices)
- NDCUR - número de lados curvos (nós de deslocamento)
- NPCUR - número de lados curvos (nós de exc. de poro pressão)
- NN - número de vértices = NVTX
- N - número do vértice
- X - coordenada x do nó
- Y - coordenada Y do nó
- Z - coordenada Z do nó
- IRNFR - opção para especificar uma lista separada de numeração dos elementos para a utilização do método Frontal.
- MFRU(1)MFRU(2)...MFRU(NEL) - numeração dos elementos para a utilização do método Frontal
- KEL - número do elemento
- ITYP - número referente ao tipo do elemento
- IMAT - número referente a que zona de material o elemento pertence
- N1 N2 ... NV - números dos vértices do elemento no sentido anti-horário

Obs.: Os cartões K e L são serão utilizados caso NDCUR e NPCUR sejam maiores que 0, isto é, haja a ocorrência de elementos com lados curvos.

Os detalhes referentes a todos os elementos acima podem ser obtidos consultando o Manual do Programa (GUNN & BRITTO, []) nos itens 3.2 e 4.2.

I.2 O Arquivo ATERRO para a Entrada de Dados relativos aos materiais e ao controle da Análise para o Programa MCRISP.

TIPO DO CARTÃO	Nº DE CARTÕES	D A D O S
A	1	TÍTULO
B	1	LINK
C1	1	NPLAX NMAT NOIB INCL INC2 IPRIM IUPD ICOR
C2	1	NINCP
C3	1	INCLST(1) INCLST(2)...INCLST(NINCP)
D	NMAT	MAT NTY P(1) P(2)... P(10)
E	NM	L(1) L(2)...L(IPRIM)
F	1	INSIT NNI NEL
G1	NIN	IN YN V(1) V(2)...V(NVRS)
G2	NEL	IL
G3	NIP	VAR(1) VAR(2)...VAR(NVRS)
H1	1	NLODI NFIXI GRAVI
H2	NLODI < 0	LNE N1 N2 T1 S1 T3 S3 T2 S2 ou LNE N1 N2 T1 S1 T3 S3 T4 S4 T5 S5 T2 S2
	NLODI > 0	NDE DFX DFY DFZ
H3	NFIXI (2D)	LNE ND1 ND2 IVAR IFX 0 0 0
	ou	LNE ND1 ND2 IVAR IFX 0 0 0 0
	(3D)	LNE ND1 ND2 ND3 ND4 IVAR IFX 0 0 0 0 0 0 0 0
I	1	IBNO INCA INCB ICHEL NLOD ILDF NFIX IOUT IOPT DTIME ITMF DGRAV
J	NCH	L(1) L(2)... L(ICHEL)
K1	NS	R(1) R(2)... R(NOINC)
K2	NS	IOP(1) IOP(2)... IOP(NOINC)
K3	NS	DIM(1) DIM(2) ... DIM(NOINC)
L	NLOD	N DFX DFY DFZ ou L N1 N2 T1 S1 T3 S3 T2 S2 ou L N1 N2 T1 S1 T3 S3 T4 S4 T5 S5 T2 S2

TIPO DO CARTÃO	Nº DE CARTÕES	D A D O S	
M	NFIX	(2D)	LNE ND1 ND2 IVAR IFX V1 V3 V2 ou LNE ND1 ND2 IVAR IFX V1 V3 V4 V5 V2 ou LNE ND1 ND2 IVAR IFX V1 V2 0 ou LNE ND1 ND2 IVAR IFX V1 V3 V4 V2 0
		(3D)	LNE ND1 ND2 ND3 ND4 IVAR IFX V1 V5 V2 V6 V3 V7 V4 V8 ou LNE ND1 ND2 ND3 ND4 IVAR IFX V1 V2 V3 V4 0 0 0 0

onde

- LINK - número que acessa a malha de elementos finitos apropriada
- NPLAX - indica o tipo de análise:
0 - análise axissimétrica
1 - plano-deformação ou tri-dimensional
- NMAT - número de zonas de diferentes materiais
- NOIB - número total de blocos incrementais
- INCL1 - número do incremento inicial da análise
- INC2 - número do incremento final da análise
- IPRIM - número de elementos a serem removidos para formar a malha inicial
- IUPD - opção para atualização das coordenadas
0 - não são atualizadas após cada incremento
1 - são atualizadas após cada incremento
- ICOR - mecanismo de correção de cargas, só é relevante para o modelo elasto-plástico perfeito.
0 - não corrige as cargas aplicadas
1 - corrige as cargas aplicadas
- NINCP - número de incrementos a serem selecionados para o plotter (ver Figura IV.1)
- INCLST(1)... INCLST(NINCP) - relação dos incrementos selecionados
- NMAT - número de diferentes materiais constantes na malha de elementos finitos

- MAT - número referente a um determinado material
- NTY - número especificando o tipo de material
- 1 - Elástico, anisotrópico
 - 2 - Elástico, propriedades variando com a profundidade
 - 3 - Modelo Cam-clay Modificado
 - 4 - Modelo Cam-clay
 - 5 - Modelo Elasto-Plástico Perfeito. O valor de J no modelo indica o critério de escoamento, assim
 - J = 1 - Von Mises
 - J = 2 - Tresca
 - J = 3 - Drucker-Prager
 - J = 4 - Mohr-Coulomb
- P(1)... P(10) - indicam os valores dos parâmetros de cada modelo
- L(1)... L(IPRIM) - lista dos elementos a serem removidos para formar a malha no início da análise. Só se pode utilizar no máximo dez elementos por cartão.
- INSIT - opção de tensões in-situ
- 0 - tensões in-situ nulas
 - 1 - interpola as tensões in-situ para um certo número de nós representando camadas
 - 2 - especificação direta das tensões in-situ em todos os pontos de integração.
- NNI - número de nós in-situ (NNI-1 camadas)
- IN - número do nó in-situ
- YN - coordenada y
- V(1)... V(7) - σ'_x , σ'_y , σ'_z , τ_{xy} , u, 0 e p'_c ($p'_c = 0$ se não é modelo Cam-clay), análise bi-dimensional.
- V(1) ... V(9) - σ'_x , σ'_y , σ'_z , τ_{xy} , τ_{xz} , τ_{yz} , u, 0 e p'_c análise tri-dimensional.
- IL - número do elemento
- NIP - número de pontos de integração

VAR(1).... VAR(NVRS) - parâmetros de tensões nos pontos de integração.

análise 2D: $\sigma'_x, \sigma'_y, \sigma'_z, \tau_{xy}, u, e, p'_c$; NVRS=7

análise 3D: $\sigma'_x, \sigma'_y, \sigma'_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{xz}, u, e, p'_c$;
NVRS=9

e = índice de vazios

p'_c = pressão de pré-adensamento

Para todos os modelos a exceção dos modelos Cam-clay e e p'_c devem ser nulos.

- NLODI - número de lados de elementos submetidos a carregamento de pressões.
- NFIXI - número de lados de elementos submetidos a restrições na malha
- GRAVI - aceleração da gravidade in-situ
- LNE - número do elemento
- N1....N2 - número dos nós das extremidades da face restrita do elemento
- T1 - incremento da tensão cisalhante no nó 1
- S1 - incremento da tensão normal no nó 1
- T3, T4, T5 - incremento da tensão cisalhante nos nós intermediários 3, 4 e 5
- S3, S4, S5 - incremento da tensão normal nos nós intermediários 3, 4 e 5
- T2 - incremento da tensão cisalhante no nó 2
- S2 - incremento da tensão normal no nó 2
- IVAR - indica a variável prescrita
1 - deslocamento na direção de x
2 - deslocamento na direção de y
3 - deslocamento na direção de z

Obs.: Para a análise re-iniciada pelo mecanismo de STOP/RE-START são omitidos os cartões de entrada E até o H3 estabelecendo-se IPRIM=0 no Cartão C1.

- IBNO - número do bloco incremental
- INCA - número do incremento inicial do bloco
(INCA \geq INCL)

- INCB - número do incremento final do bloco
- ICHEL - número de elementos adicionados/removidos no bloco
- NLOD - número de cargas nodais incrementais ou (se NLOD < 0) o número de faces de elementos sob carregamento distribuído
- ILDF - indica a distribuição do carregamento
 0 - a carga é distribuída equitativamente sobre os INCB-INCA+1 incrementos
 1 - lê uma lista separada para cada incremento
- NFIX - número de faces de elementos com graus de liberdade prescritos
- IOUT - indica os parâmetros impressos no bloco incremental
- IOPT - indica a opção de saída
 0 - saída padrão dado por IOUT para cada incremento no bloco incremental
 1 - lê uma lista separada de opções de saída para cada incremento
- DTIME - incrementos de tempo para a análise de adensamento
- ITMF - indica a opção de incrementos de tempo
 0 - os incrementos de tempo são igualmente distribuídos para todos os incrementos no bloco incremental
 1 - lê uma lista separada de incrementos de tempo para cada incremento
- DGRAV - incremento no campo gravitacional

Obs.: O número de incrementos no bloco incremental não pode ultrapassar a 100.

L(1).... L(ICHEL) - lista de elementos adicionados/removidos no bloco incremental. Apenas 10 elementos por cartão.

R(1).... R(NOINC) - proporção de carga aplicada a cada incremento. O somatório deve ser 1, apenas dez valores por cartão.

IOPT(1).... IOPT(NOINC) - opções de saída de resultados para cada incremento, apenas dez valores por cartão

DTM(1)... DTM(NOINC) - intervalos de tempo para cada incremento, o somatório desses valores deve ser igual a DTIME, no máximo dez valores por cartão.

IFX - indica a prescrição da variável.
 1 - prescrição incremental da variável
 2 - valor absoluto de excesso de pressão neutra

Obs.: O Cartão C3 só estará presente se NINCP > 0
 O Cartão E só estará presente se IPRIM > 0
 O Cartão G1 só estará presente se INSIT = 1
 Os Cartões G1 e G2 só estarão presentes se INSIT = 2
 O Cartão H1 só estará presente se INSIT = 0
 O Cartão J só estará presente se ICHEL > 0
 O Cartão K1 só estará presente se ILDF = 1
 O Cartão K2 só estará presente se IOPT = 1
 O Cartão K3 só estará presente se ITMF = 1

Maiores esclarecimentos sobre os arquivos de dados GEODATA e ATERRO podem ser obtidos nos itens 4.2 e 4.3 de GUNN e BRITTO [46].

APÊNDICE II

ESPECIFICAÇÕES DAS SUBROTINAS DOS PROGRAMAS
GCRISP E MCRISP

II.1 PROGRAMA GCRISP

- BDATA1:** bloco de dados estabelecendo detalhes de graus de liberdade dos nós e índices para diferentes tipos de elementos. Dados de integração numérica: coordenadas dos pontos de integração e resíduos.
- CALDOF:** calcula o total de graus de liberdade no problema e aloca para cada grau de liberdade um número de identificação.
- CONNECT:** lê o tipo do elemento, número da zona do material e lista os vértices conectados ao elemento. Caso se opte, pode-se ler na sequência adotada para o método Frontal.
- CUREDG:** lê as coordenadas dos nós de deslocamento e excesso de poro-pressão ao longo dos lados dos elementos com lados curvos.
- FFIN:** rotina que possibilita a entrada de dados no formato livre.
- GPOUT:** imprime os vetores gerados na análise geométrica.
- GPSUB:** rotina mestra de controle da análise.
- INTPLT:** transmite as dimensões da malha para o arquivo em disco para a plotagem da malha (não implementado).
- MAIN:** programa principal. Aloca espaço no vetor G
- MAIN2:** ler os dados de controle e atribue índices para diversos vetores utilizados no programa.
- MAKENZ:** calcula o número total de graus de liberdade de cada nó.

- MCRLNK: imprime os dados da geometria para os arquivos ARQ/3 e ARQ/4 que vão ser lidos no programa principal (MCRISP)
- MIDPOR: calcula as coordenadas de todos os pontos nodais ao longo do lado ou dentro do elemento para os pontos com incôgnita de excesso de poro-pressão, os vértices não entram.
- MIDSID: calcula as coordenadas de todos os nós de deslocamentos com excessão dos vértices dos elementos.
- MLAPZ: marca a última ocorrência de cada nó, numerando negativamente no vetor NCORR.
- NUMSH: numera os nós e elementos da malha.
- RDCOD: lê as coordenadas dos vértices dos elementos.
- RDINT: lê um conjunto de N números inteiros.
- RDREL: lê um conjunto de N números reais.
- SETNP: fornece os vetores NP1 e NP2 que estabeleceu os índices do vetor NCORR para os nós nas extremidades dos diversos elementos.
- SFWZ: aloca as posições no FRONT para cada nó e seus graus de liberdade, calcula o comprimento máximo do FRONT e o espaço necessário para resolução das equações.
- SORT2: verifica qual o maior entre dois inteiros N1 e N2.
- ZEROSB: conjunto de subrotinas para inicializar vetores reais ou inteiros.

II.2 PROGRAMA MCRISP

- ANGTH: calcula o ângulo θ entre o eixo-x e a linha correspondente ao estado de tensões no mesmo π .
- ATRANS: calcula o vetor de fluxo \underline{a} ($\partial Q/\partial \sigma$) para o modelo elasto-plástico perfeito.

- BDATA1:** já descrita no item I.1.
- CAMCDE:** imprime os códigos para o modelo Cam-clay para identificação do estado de tensões dentro da curva de escoamento ou se o solo está encruando ou amolecendo.
- CHANGE:** remove ou adiciona os elementos da malha no início do bloco incremental e calcula as cargas impostas.
- DCAM:** calcula a matriz tensão-deformação \underline{D} para o modelo Cam-clay.
- DCOM:** calcula a matriz tensão-deformação \underline{D} no regime elástico isotrópico ou anisotrópico.
- DELP:** calcula a matriz tensão-deformação \underline{D} para o modelo elasto-plástico perfeito.
- DEPT:** calcula a matriz tensão-deformação \underline{D} e o vetor de fluxo \underline{a} para o modelo elasto-plástico perfeito dentro de cada sub-incremento.
- DETJCB:** calcula o determinante do Jacobiano.
- DETMIN:** calcula o determinante e a inversa do Jacobiano.
- DISTLD:** calcula as forças nodais equivalentes por distribuição de tensões (normais e cisalhantes) especificadas nos pontos nodais ao longo dos lados dos elementos.
- DLIN:** calcula a matriz tensão-deformação \underline{D} para o modelo elástico-linear com o módulo de elasticidade longitudinal variando com a profundidade.
- DMCAM:** calcula a matriz \underline{D} para o modelo Cam-clay modificado.
- EDGLD:** alinha os pontos nodais submetidos a carregamentos no sentido anti-horário (em torno do centróide do elemento) e armazena a informação.
- EQLBM:** faz a checagem do equilíbrio das forças, calcula e imprime as cargas nodais desbalanceadas.

- EQLIB: calcula as cargas nodais relativas às tensões no elemento.
- EQLOD: rotina mestra para o controle da checagem do equilíbrio nos estágios inicial e final de cada incremento.
- EVCAM: calcula os parâmetros extras do modelo Cam-clay.
- FACTOR: lê os incrementos de carga, os tempos incrementais e as opções de saída para todos os incrementos no bloco incremental.
- FFIN: possibilita a entrada de dados no formato livre.
- FIXX: prescreve as deslocabilidades dos lados dos elementos.
- FLOWST: calcula as funções de forma e suas derivadas para a variação do excesso de poro-pressão, isto é, forma as matrizes de fluxo (ETE) e de ligação (RLT) para a análise de adensamento.
- FORMB2: monta a matriz deslocamento-deformação B a partir das funções de forma e suas derivadas.
- FORMP: calcula as derivadas cartesianas para a variação do excesso de poro-pressão para a análise de adensamento acoplado.
- FRONTZ: resolve as equações pelo método Frontal (montagem e eliminação das equações).
- GETEQN: acessa os coeficientes das variáveis eliminadas de um arquivo para o buffer durante a retro-substituição.
- INSIT: estabelece as tensões in-situ e calcula as cargas nodais relativas a essas tensões.
- INSTRS: imprime as tensões in-situ para todos os pontos de integração.
- INVAR: calcula as invariantes de tensões para os modelos elasto-plásticos perfeitos.

- LODINC: rotina mestra para o controle dos incrementos de carga.
- LODLST: armazena uma lista das pressões acumuladas ao longo do lado dos elementos.
- LSTIFA: calcula a matriz de rigidez do elemento.
- $[\int B^T DB d(vol)]$ em cada ponto de integração.
- LSTIFF: calcula a matriz de rigidez do elemento e as matriz de fluxo (ETE) e de acoplamento (RLT) - aplicável para cada elemento.
- MAKENZ: calcula o número de graus de liberdade para cada nó.
- MAST: programa principal. Aloca o vetor de armazenamento G.
- MAST2: lê o arquivo ARQ/3 e calcula os índices para a alocação no vetor G.
- MAXVAL: estabelece os valores máximos para parâmetros e tamanho de vetores.
- MLAPZ: marca a última ocorrência de cada ponto nodal numerando os nós negativamente no vetor NCORR.
- MSG: rotina mestra de controle do bloco incremental, lê os dados de controle, mudanças na malha, mudanças de restrições e dos carregamentos impostos.
- MSUB1: lê os parâmetros de controle da análise e as propriedades dos materiais.
- MSUB2: contém o mecanismo de STOP/START. Os resultados das análises anteriores são lidos e guardados em um novo arquivo antes do início da análise corrente.
- MSUB3: rotina mestra para o controle das tensões in-situ e realiza uma checagem de equilíbrio nas tensões in-situ.
- PRINC: calcula as tensões principais num plano.
- PRINTF: imprime a matriz de rigidez no FRONT em forma triangular.

- PRINTI: imprime a matriz triangular superior da matriz de rigidez do elemento na forma triangular.
- RDINT: lê um vetor uni-dimensional inteiro de dimensão definida em formato livre.
- RDN: lê um vetor uni-dimensional real de dimensão arbitrária de um arquivo em disco.
- RDREL: lê um vetor uni-dimensional real de dimensão definida em formato livre.
- REACT: calcula as reações nos pontos nodais restritos.
- RESTRN: forma um vetor indicando as variáveis que são restritas.
- SELF: calcula as cargas nodais relativas ao peso próprio de um elemento.
- SEL1: calcula as cargas nodais devidas ao peso próprio de elementos adicionados e/ou aumento do nível de gravidade (ensaio de centrífuga).
- SETNP: a mesma do item II.1
- SETUP: rotina principal de controle da análise.
- SFR1: calcula as funções de forma e as suas derivadas para a integração uni-dimensional com o fim de calcular as cargas nodais relativas às pressões atuantes ao longo dos lados dos elementos.
- SFWZ: calcula o comprimento do FRONT utilizando as últimas ocorrências assinaladas pela rotina MLAPZ.
- SHAPE: calcula as funções de forma e suas derivadas para diferentes tipos de elementos.
- SHFNPP: calcula as funções de forma e suas derivadas para as variações do excesso de poro-pressão.
- SORTN2: a mesma do item II.1

- STOREQ: armazena os coeficientes das equações eliminadas durante a solução FRONTAL num arquivo reserva quando o BUFFER se torna saturado.
- STRSEQ: calcula para cada ponto de integração, as cargas nodais relativas às tensões no elemento.
- UPARAL: aloca um vetor de memória para o cálculo dos parâmetros adicionais de saída.
- UPOUT: atualiza e imprime os deslocamentos e as tensões.
- UPOUT2: imprime os parâmetros adicionais e os códigos para os modelos Cam-clay.
- VALFUN: calcula o valor da função de escoamento do critério de escoamento apropriado para o modelo elasto-plástico perfeito (material tipo 5).
- VARCAN: calcula os códigos que representam os estados de tensões nos modelos Cam-clay.
- WRTN: armazena um vetor unidimensional em disco.
- YIELD: calcula os incrementos de tensões plásticos em pequenos incrementos e aplica uma correção na superfície de escoamento em cada passo no modelo elasto-plástico perfeito. Se o incremento de tensões é no regime elástico utiliza-se apenas um passo.
- ZEROSB: coleção de rotinas para inicializar os vetores inteiros e reais.

APÊNDICE III

UTILIZAÇÃO DO SISTEMA CRISP NO COMPUTADOR BURROUGHS B-6800 DO NCE/UFRJ

III.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Inicialmente o Usuário do SISTEMA CRISP deve se familiarizar com o sistema CANDE (Command and Edit). Este sistema permite ao usuário um contato interativo com o computador através de um terminal de vídeo.

III.2 PROCESSAMENTO NO BURROUGHS B-6800

Os passos básicos para a execução do SISTEMA CRISP são os seguintes:

Abrir a Sessão:

COMANDO: HELLO < nº da conta > SENHA

(ii) Verificar em qual PACK se encontram os arquivos

COMANDO: FA*# para o "ALLPACK"

COMANDO: FA** para o "USERPACK"

Verificar os arquivos:

COMANDO: FILES

Deve-se verificar se os Programas GCRISP, MCRISP e PCRISP, pelo menos, constam no PACK tais programas são mantidos compactados com o fim de reduzir o espaço ocupado.

Para evitar uma possível remoção desses Programas, aconselha-se a trabalhar no PACK provisório conhecido como "PACK". Para tanto, utiliza-se o seguinte procedimento.

COMANDO: FA* , para se posicionar no PACK

Posicionado no PACK, traz-se os arquivos para este diretório pelo COMANDO

COPY & COMPARE < nome do arquivo > AS < nome novo > FROM

< ALLPACK (PACK)
USERPACK (PACK) > TO PACK

Trazido os arquivos, deve-se descompactá-los com o COMANDO:

UNPACK < nome do arquivo >

Para trabalhar um programa ou criar uma massa de dados, faz-se necessário um arquivo diretamente ligado ao terminal. Este arquivo é chamado arquivo de trabalho ou "workfile". Para transformar um arquivo já existente em "workfile", utiliza-se o COMANDO.

GET

Assim, se dá um GET no Programa GCRISP e, para rodar o Programa GCRISP da geometria da malha, deve-se verificar se o arquivo GEODATA de entrada de dados está posicionado no diretório em que o programa se encontra, no caso o diretório "PACK". Se Sim, basta entrar com os COMANDOS

COMPILE ; RUN GCRISP

para o computador compilar (criar o programa objeto) e rodar o programa-objeto logo em seguida.

No final da análise são obtidos dois arquivos no PACK (ARQ/3 e ARQ/4) contendo os dados da geometria para serem utilizados pelo Programa MCRISP. Para sair a listagem dos resultados deve-se entrar com o comando

SPLIT

que reabre uma nova sessão, liberando a listagem armazenada no BACKUP do computador.

Verificada a listagem da geometria do programa e comprovada a sua correção, a próxima etapa consiste em rodar o Programa MCRISP da análise propriamente dita do problema.

Para tanto, repetir o procedimento adotado no Programa GCRISP, isto é, posicionar o programa MCRISP no PACK e, em seguida, transformar o arquivo em "workfile", descompactar e compilar com o COMANDO.

COMPILE

Para executar o Programa MCRISP é necessário criar um programa JOB em WFL (Work Flow Language). O Programa JOB utilizado para executar o Programa MCRISP é o seguinte:

```

100 BEGIN JOB CRISP;
200 $NORMALPR;
300 MAXPROCTIME=9000;MAXIOTIME=1000;MAXLINES=70000;
400 RUN OBJECT/MCRISP;
500 STACK=3000;
600 ?END JOB

```

O MAXPROCTIME indica o tempo máximo de processamento, no caso utilizou-se 9000 segundos o que corresponde a duas horas e meia de processamento.

O MAXIOTIME indica os tempos de entrada e saída de dados (armazenamento em disco) em segundos.

O MAXLINES indica o número de linhas máximo para a impressão dos resultados.

Em seguida, executa-se o JOB através do COMANDO

```
START < nome do JOB >
```

O JOB então entrará numa fila, em que a posição vai depender dos valores do MAXPROCTIME, MAXIOTIME e MAXLINES especificados no JOB.

Para efeito de comparação da velocidade de resolução do programa, tem-se que a análise mais demorada (no caso de adensamento) tomou um tempo de aproximadamente 9000 segundos o que equivale a um tempo aproximado de 111 segundos por incremento, sabendo-se que utilizou-se nas análises 81 incrementos.

No entanto, pode-se diminuir a espera para rodar o programa (para a análise específica acima só é possível rodar-se o programa no NCE/UFRJ pela madrugada) rodando-se a análise por partes através do mecanismo de PARADA e REINÍCIO, onde se pode rodar no período diurno, diminuindo-se os valores de tempo e linhas especificados no JOB.

Terminada a análise do programa MCRISP são criados os arquivos ARQ/16 e ARQ/2 contendo os dados de geometria e os resultados de todos os incrementos acumulados, assim como os arquivos ARQ/9, ARQ/17, ARQ/18 e ARQ/19 para a possível utilização pelo programa PCRISP.

No caso de se reiniciar e análise através do mecanismo de PARADA e REINÍCIO, faz-se o seguinte procedimento:

- 1) Remover os arquivos ARQ/1 e ARQ/11, caso existam no PACK (caso em que já se tenha utilizado do mecanismo de PARADA E REINÍCIO anteriormente na mesma análise).
- 2) Modificar os nomes dos arquivos ARQ/16 para ARQ/1 e ARQ/2 para ARQ/11.
- 3) Verificar o arquivo ATERRO com os parâmetros de controle da análise.
- 4) Rodar o programa MCRISP com o comando START através de um JOB.

Para rodar o programa PCRISP deve existir no PACK o arquivo de controle da análise de nome PARAM os arquivos ARQ/9, ARQ/17, ARQ/18 e ARQ/19 gerados no programa MCRISP e o pacote de Subrotinas de CAMLOT. Em seguida, introduz-se o

o COMANDO RUN para iniciar a análise. Apenas serão considerados os incrementos previamente selecionados no arquivo de dados ATERRO lido pelo programa MCRISP.

III.3 DIMENSIONAMENTO DOS ARQUIVOS EM DISCO GERADOS PELO SISTEMA CRISP NO B-6800

Para a geração de um arquivo em disco no Computador B6800 se deve especificar o MAXRECSIZE, o BLOCKSIZE, o AREASIZE e o AREAS. O MAXRECSIZE indica o número de registros a serem gravados, o BLOCKSIZE indica o número de registros a serem armazenados em um BUFFER antes de seguir para o disco (BLOCKSIZE > MAXRECSIZE), o AREASIZE indica quantas vezes o BLOCKSIZE é maior que o MAXRECSIZE, ou seja,

$$\text{AREASIZE} = \frac{\text{BLOCKSIZE}}{\text{MAXRECSIZE}}$$

e o AREAS indica o número de gravações para cada AREASIZE ou seja,

$$\text{AREAS} = \frac{\text{Nº de gravações}}{\text{AREASIZE}}$$

Adotou-se em todos os arquivos gerados no Sistema CRISP o BLOCKSIZE do mesmo tamanho do MAXRECSIZE.

Para o dimensionamento dos arquivos, deve-se verificar as variáveis e os vetores que o arquivo em disco armazena, verificando-se os valores armazenados em cada argumento dos vetores. Em seguida, soma-se todos os valores, obtendo-se assim o número total de registros armazenados em cada arquivo.

A seguir são discriminadas as variáveis e/ou vetores em cada arquivo.

ARQUIVOS GERADOS PELO PROGRAMA GCRISP

1. ARQ/3

Variáveis: LINK1, NN, NVTX, ND, NNI, NNZ, NDZ, MDZ,
 MXNDV, NEL, MUMAX, NDF, NDIM, NTPE, NPL, LTZ,
 INXL, IFRZ, MAXNFZ, MCORE, NCRET, KLT.

2. ARQ/4

Vetores: XYZ (NDIM, NN), NCORR (NTCE, NEL), MAT (NEL),
 NREL (NNZ), MREL (MUMAX), NRELVV (NN), MRELVV (NEL),
 LTYP (NEL), NW (NN1).

ARQUIVOS GERADOS PELO PROGRAMA MCRISP

1. ARQ/16

Variáveis: NN, NVTX, ND, NEL, NDF, NTPE, NIP, NVRS, NVRN,
 MUMAX, NNZ, MDZ, NEDZ, NL, INXL

Vetores: NCORR (NTPE, NEL), NREL (NNZ), MREL (MUMAX),
 NRELVV (NN), MRELVV (NEL), NW (NN1), XYZ (NDIM, NN)

2. ARQ/2

Variáveis: TTIME e TGRAV

Vetores: XYZ (NDIM, NN),
 NEL, DA (NDF), XYFT (NDF), PCOR (NDF), LTYP (NEL),
 NMOD (NIP, NEL), NF, MF (200), TF (4, 200),
 DXYT (4, 200), NLED, LEDG (100), NDEL (100),
 NDE2 (100), PRESLD (10, 100), VARINT (NVRS, NIP, NEL),
 STR (NVRN, NIP, NEL).

3. ARQ/9

Variável: JS, TTIME, TGRAV

Vetores: XYZ (NDIM,NN), DA (NDF), XYFT (NDF), PCOR (NDF),
LTYP (NEL), NMOD (NIP,NEL), NF, MF (200),
TF (4,200), DXYT (4,200), NLED, LEDG (100),
NDEL (100), NDE2 (100), PRESLD (10,100),
VARINT (NVRS,NIP,NEL), STR (NVRN,NIP,NEL)

Adotou-se para os arquivos criados em disco o
BLOCKSIZE do mesmo tamanho do MAXRECSIZE, implicando em um
AREASIZE=1. O AREAS indica o número de gravações a serem feitas em disco.

APÊNDICE IV

APLICAÇÃO DO SISTEMA CRISP EM ENSAIOS TRIAXIAIS

A.IV.1 INTRODUÇÃO

Este apêndice tem por objetivo apresentar uma comparação entre cálculos de ensaios triaxiais através do modelo Cam-clay modificado realizados numericamente pelo Sistema CRISP e diretamente através de equações do modelo.

A.IV.2 ANÁLISES REALIZADAS

Foram realizadas análises de ensaios triaxiais convencionais drenados e não-drenados, em condições normalmente adensadas e pré-adensadas. As análises aqui realizadas estão representadas na tabela A.IV.1 onde p'_c e p'_o correspondem à tensão isotrópica máxima aplicada à amostra e à tensão inicial da análise, respectivamente.

ANÁLISES	p'_c (kPa)	p'_o (kPa)
Drenadas	200	50
		100
		150
		200
Não-drenadas	200	50
		100
		150
		200

Tab. A.IV.1 - Análises Realizadas

Adotaram-se os seguintes parâmetros para o solo fictício analisado:

$$\lambda = 0,30; \quad \kappa = 0,05; \quad e_{cs} = 2,954; \quad M = 1,0 \text{ e } G = 1000 \text{ kPa}$$

Para as análises não-drenadas, foi utilizado um módulo de compressibilidade da água K_w de $5 \times 10^5 \text{ kPa}$.

A malha consistiu de dois elementos triangulares de deformação cúbica (elemento do tipo 7) de 15 nós e, juntamente com as condições de contorno, está representada na figura A.IV.1. A malha simula apenas um quarto do corpo de prova do ensaio triaxial apresentando portanto, dupla simetria nos eixos x e y .

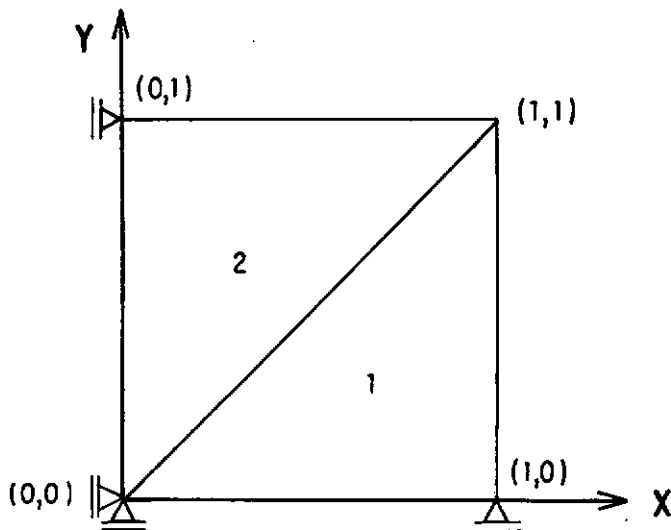


Fig. A.IV.1 - A malha de elementos finitos utilizada

Os resultados das análises acima são comparados com os obtidos pelo programa CAMCLAY X (ALMEIDA & OLIVEIRA []) desenvolvido na COPPE para micros da linha PC e com os valores calculados analiticamente.

A.IV.3 RESULTADOS DAS ANÁLISES

Utilizando-se as equações da teoria dos estados críticos, foram calculados para todos os ensaios p'_f , q_f , as deformações volumétricas ϵ_{v_f} (para os ensaios drenados) e os excessos de poro-pressões Δu_f (para os ensaios não-drenados) todos referidos ao estado crítico correspondente.. Estes valores estão apresentados nas tabelas A.IV.2 e A.IV.3 e estão também indicados nas figuras A.IV.2 a A.IV.7, com base nas quais são apresentados os resultados discutidos abaixo.

p'_O (kPa)	p'_C (kPa)	p'_f (kPa)	q_f (kPa)	ϵ_{v_f} (%)
200	200	300	300	11,6
150	200	225	225	8,76
100	200	150	150	4,74
50	200	75	75	- 1,99

Tab. A.IV.2 - Análises drenadas

p'_O (kPa)	p'_C (kPa)	p'_f (kPa)	q_f (kPa)	Δu_f (kPa)
200	200	112,35	112,35	125,10
150	200	106,92	106,92	78,72
100	200	100,00	100,00	33,33
50	200	89,03	89,03	- 9,35

Tab. A.IV.3 - Análises não-drenadas

As análises realizadas pelo Sistema CRISP e pelo programa CAMCLAYX foram efetuadas através de incrementos de deformação axial, ou seja simulando ensaios correntes de deformação controlada. Os resultados das análises drenadas do Siste

ma CRISP, conforme se pode ver nas figuras A.IV.2 e A.IV.7, pararam bem antes dos estados críticos, apresentando valores menores. Isto se deveu ao valor insuficiente de deformação especificado para estas análises. Pode-se verificar pela figura A.IV.6 que a trajetória $p' \times q$, se prolongada, atingiria valores bem próximos aos calculados na tabela A.IV.2. Já os resultados das análises não-drenadas apresentaram valores bem mais próximos dos analíticos com erros em torno de 10% (figuras A.IV.3 e A.IV.5). Deve-se salientar que, além das análises terem sido desenvolvidas para deformações bem menores que as necessárias para atingir a linha de estado crítico, o número de incrementos, em torno de 18, também foi muito reduzido, tendo BRITTO & GUNN [] sugerido para estes tipos de análise um número em torno de 50 incrementos de deformação. Um exemplo disso é a curva de tensão-deformação do ensaio drenado de $p'_0=150$ kPa para 50 incrementos apresentado na figura A.IV.2. Pode-se observar uma melhora sensível nesta análise, principalmente para os valores de ϵ_v .

- CRISP
- CAMCLAY X

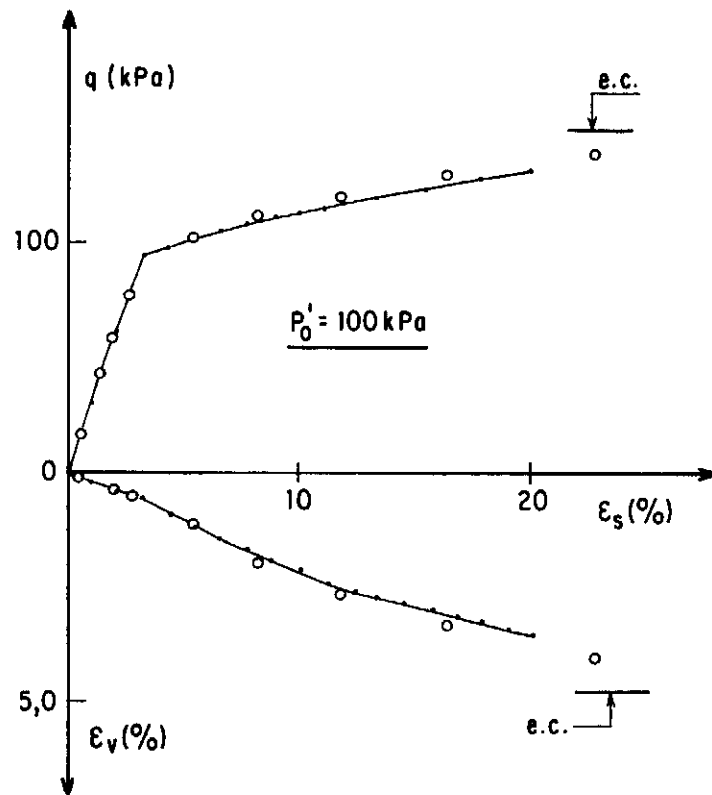
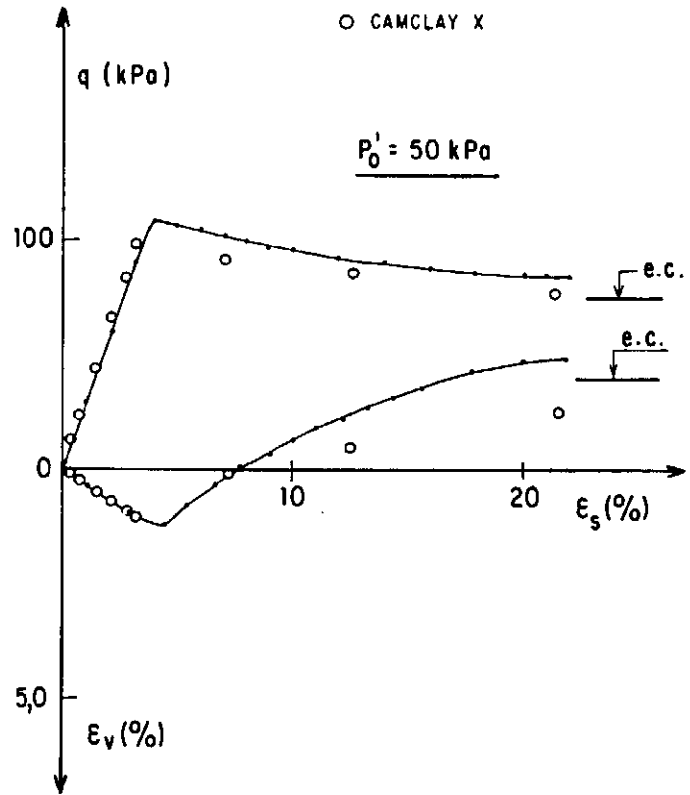


Fig. A.IV.2 - Curvas tensão-deformação de análises drenadas

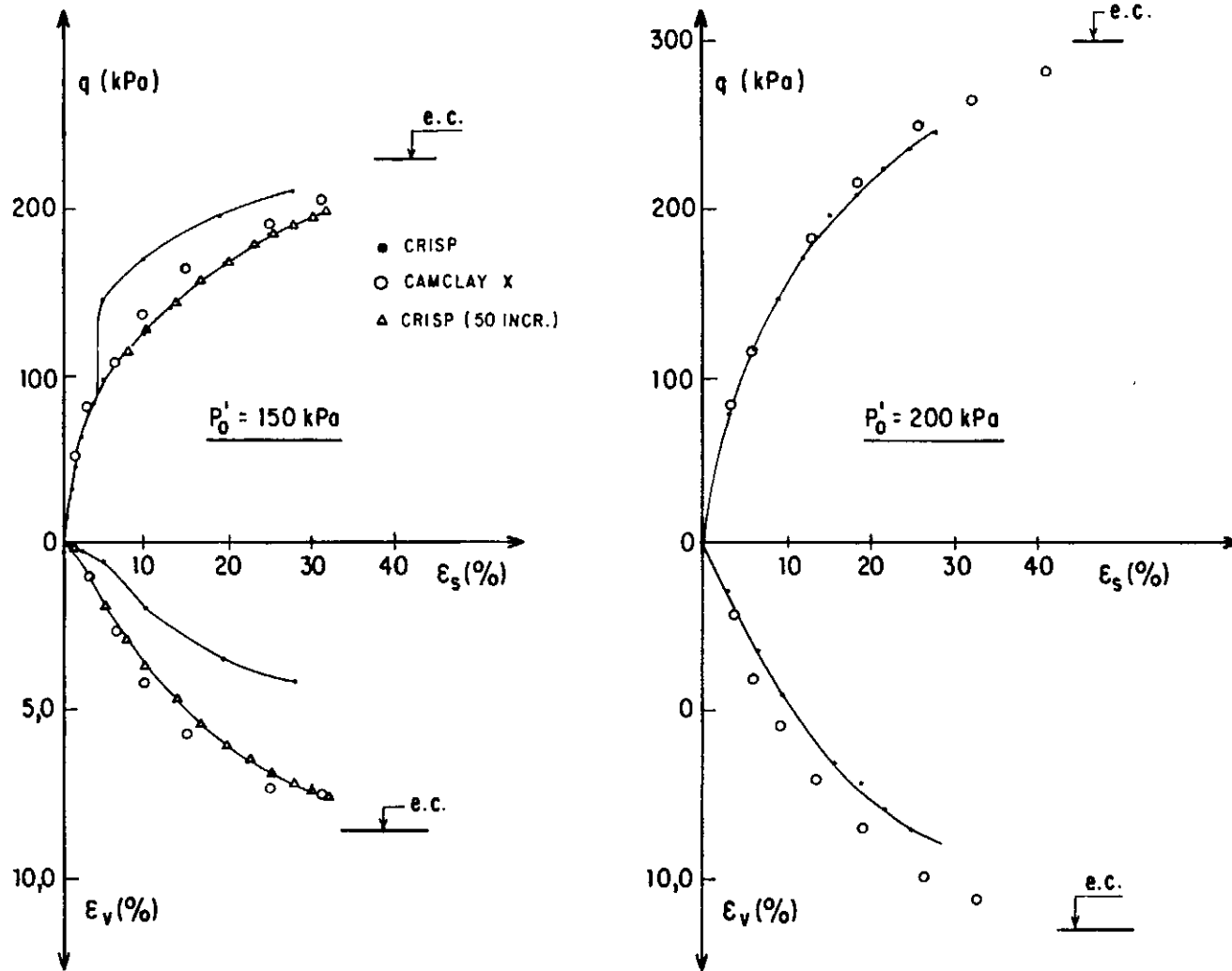


Fig. A.IV.3 - Curvas tensão-deformação de análises drenadas

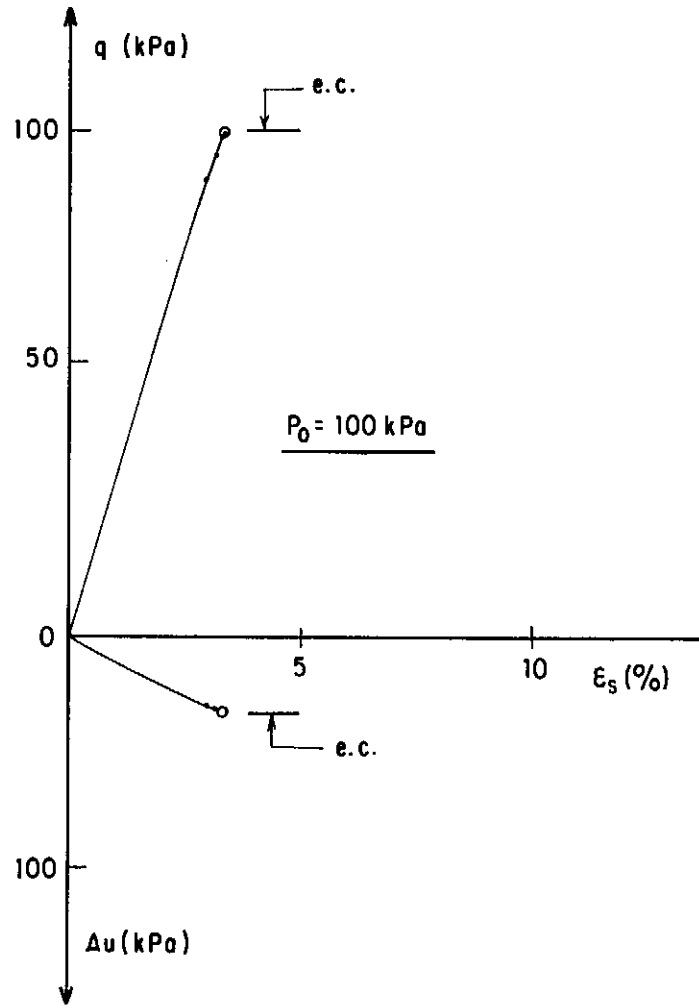
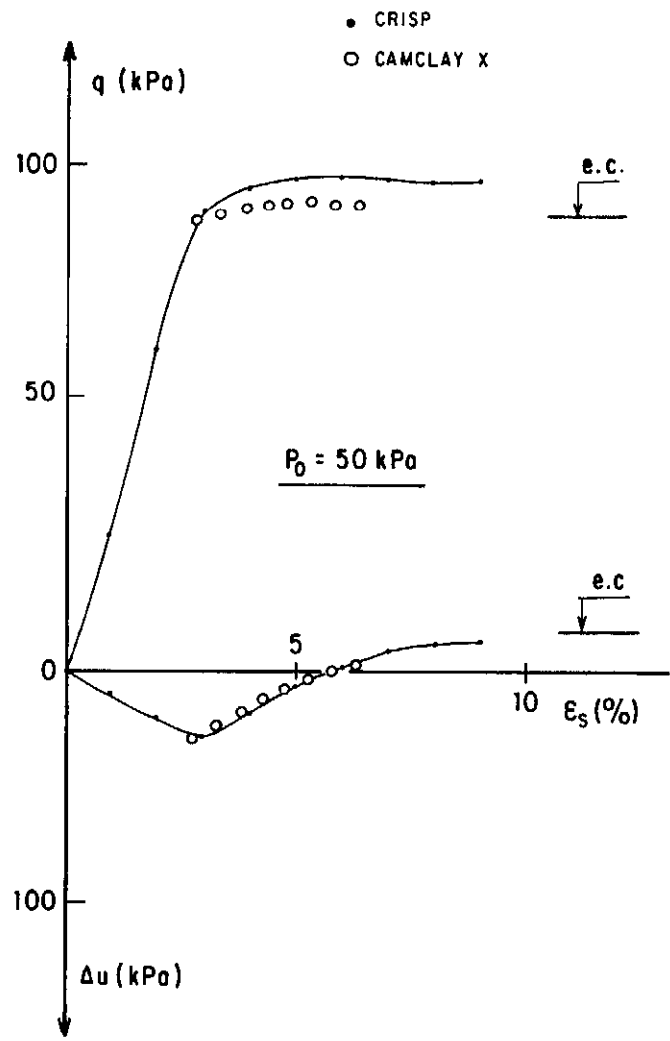


Fig. A.IV.4 - Curvas tensão-deformação de análises não-drenadas

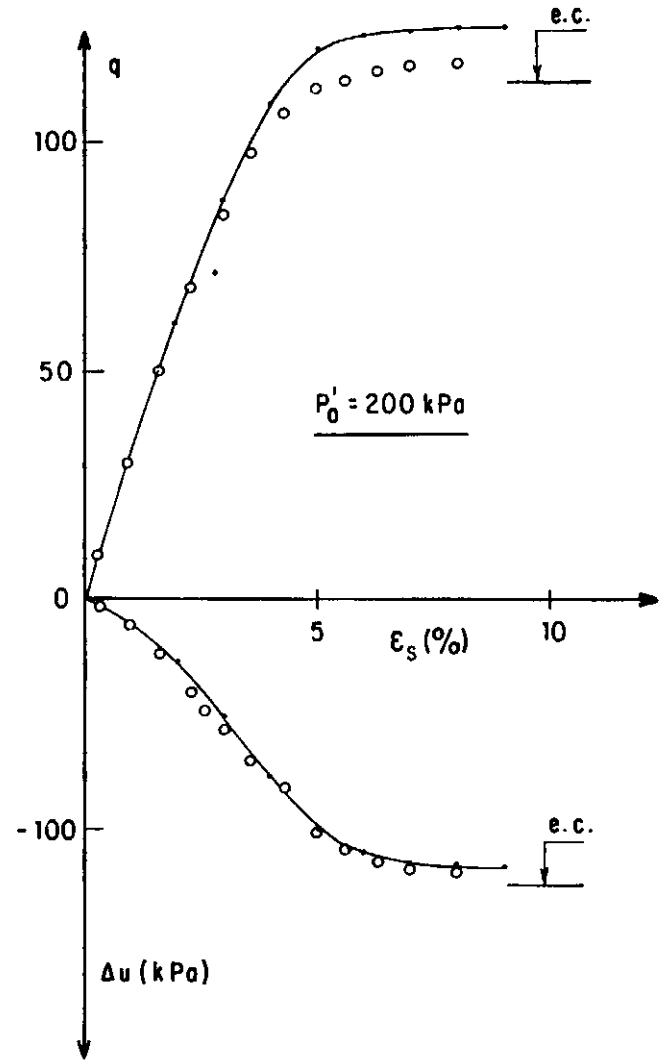
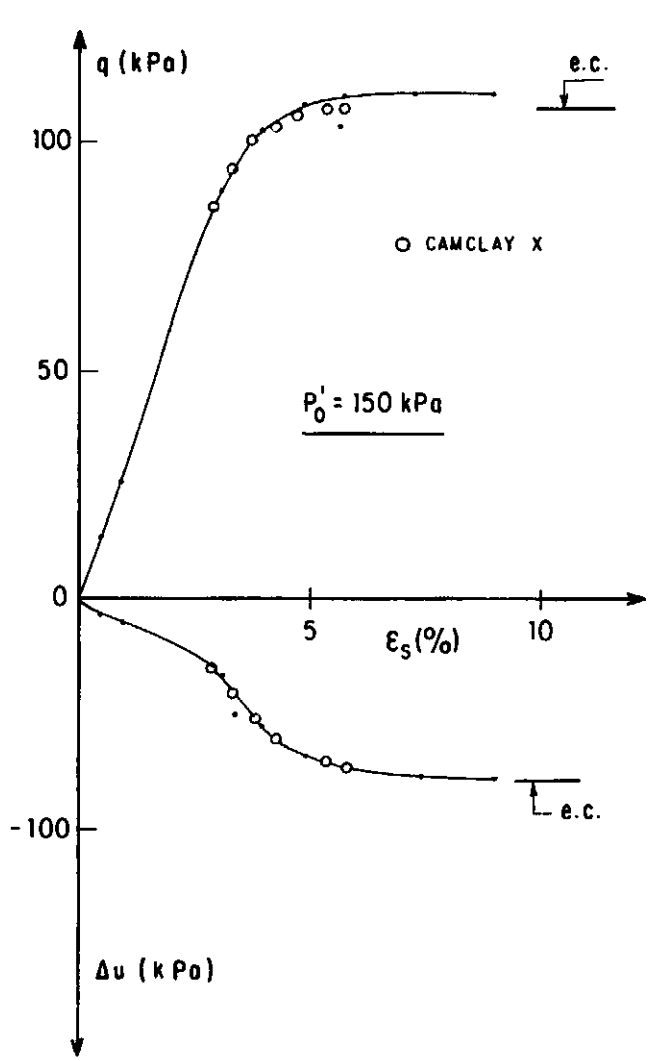


Fig. A.IV.5 - Curvas tensão-deformação de análises não-drenadas

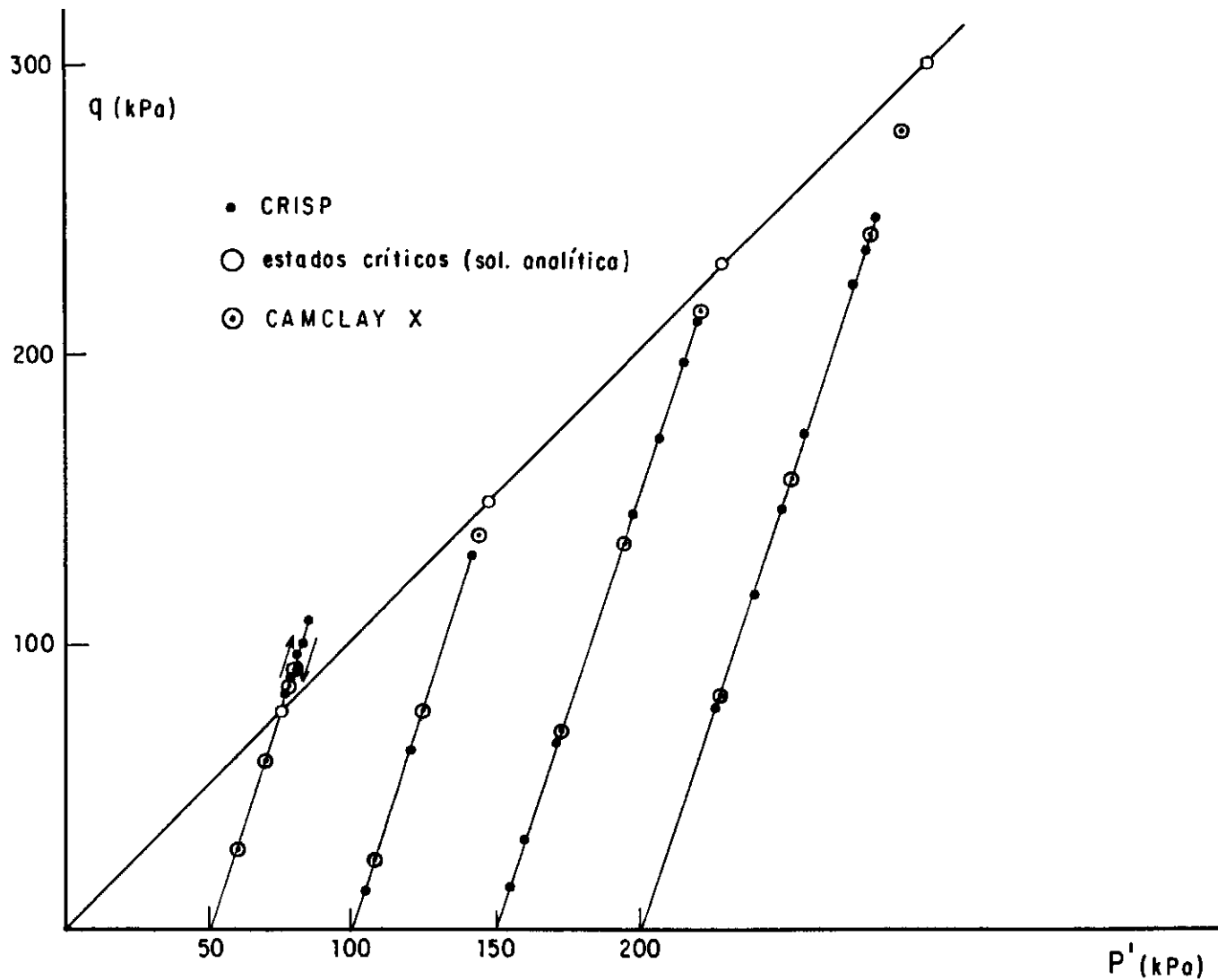


Fig. A.IV.6 - Curvas p' x q de ensaios drenados

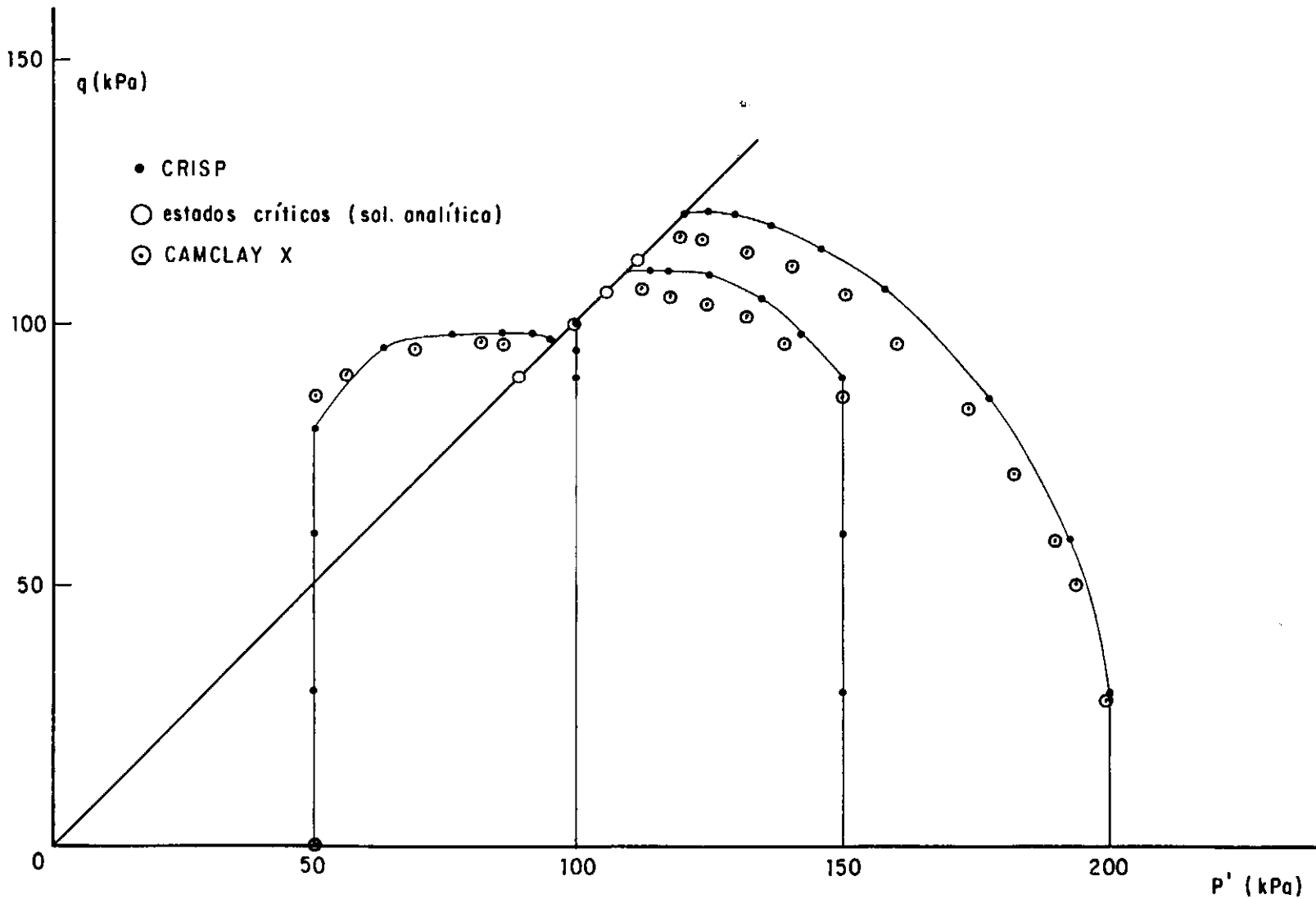


Fig. A.IV.7 - Curvas p' x q de ensaios não-drenados

APÊNDICE V

APLICAÇÃO DO SISTEMA CRISP EM ANÁLISES DE ADENSAMENTO ACOPLADO DE BIOT

A.V.1 INTRODUÇÃO

Neste apêndice objetivou-se comprovar a aplicabilidade do Sistema CRISP em análises de adensamento acoplado de Biot. Para tanto, compararam-se os resultados do Sistema com os resultados analíticos obtidos por SCHIFFMAN e outros [7⁴] e com os resultados numéricos de SMITH & HOBBS [8¹] e CORREIA [2⁸].

A.V.2 ANÁLISES REALIZADAS

As análises consistiram na aplicação de um carregamento instantâneo vertical de intensidade p , mantido constante no decorrer do tempo. O carregamento tem comprimento infinito e largura $2a$, tratando-se, portanto, de uma análise bi-dimensional de plano-deformação. O carregamento é aplicado sobre um espaço semi-infinito elástico linear isotrópico em que o coeficiente de Poisson e o Módulo de Elasticidade para o esqueleto sólido foram $\nu' = 0$ e $E' = 1000$ kPa, respectivamente.

Na análise de elementos finitos, adotou-se a malha com geometria e condições de contorno mostradas na figura A.V.i. Foram realizadas duas análises: uma tendo a superfície do terreno com livre drenagem e uma outra tendo esta superfície como contorno impermeável. O elemento finito utilizado foi o triangular com variações quadrática de deslocamentos e linear de poro-pressões (elementos do tipo 3).

Para a apresentação dos resultados utilizou-se o fator tempo ajustado definido pela expressão

$$\tau = \frac{\bar{c}t}{a^2} \quad (\text{A.V.I})$$

onde \bar{c} é o coeficiente de adensamento uni-dimensional para a condição $v'=0$ definido em SCHIFFMAN e outros [74] por

$$\bar{c} = \frac{2 G k}{\gamma_w} \quad (\text{A.V.II})$$

Tem-se, então, substituindo (A.V.II) em (A.V.I)

$$\tau = \frac{2 G k}{\gamma_w a^2} t \quad (\text{A.V.III})$$

onde G é o módulo de cisalhamento, γ_w é o peso específico da água, k é a permeabilidade do meio poroso e a é a semi-largura da área carregada.

Foram adotados valores crescentes com o logaritmo do tempo, de forma a proporcionar valores de τ variando de 10^{-4} a 10^2 conforme SCHIFFMAN e outros [74].

A.V.3 RESULTADOS OBTIDOS

Os valores de excessos de poro-pressões calculados u , normalizados pela pressão aplicada p , estão representadas nas figuras A.IV.2 a A.IV.5, de SCHIFFMAN e outros [74] e numéricos de SMITH & HOBBS [81] e CORREIA [28].

Na figura A.V.2 apresenta-se a evolução das poro-pressões em pontos situados no eixo de simetria relativos às profundidades $z/a = 1,0$ e $z/a = 1,5$ na análise de superfície com livre drenagem. Observa-se que os resultados do Sistema CRISP estão bem próximos da solução analítica de SCHIFFMAN e outros [74], ao contrário dos resultados de CORREIA [28] que apresenta valores menos concordantes nos instantes iniciais.

A evolução das poro-pressões em relação à distância lateral ao eixo de simetria para a profundidade $z/a = 0,5$ é apresentada na figura A.V.3. Para a análise com superfície drenante observou-se tanto para a análise do Sistema CRISP quanto para a análise numérica de SMITH & HOBBS [81] uma diferença

considerável nos pontos x/a menores do que 1 nos intervalos de tempos iniciais. Entretanto a análise do Sistema CRISP apresentou resultados bem melhores do que os de SMITH & HOBBS [80].

Com relação à variação das poro-pressões com a profundidade no centro do carregamento, a um certo tempo, pode-se observar pela figura A.V.4 que se obteve uma aproximação muito boa dos valores calculados pelo Sistema CRISP com os resultados da solução analítica. Os resultados da análise numérica de SMITH & HOBBS [81], também representada na figura, foram um pouco mais distanciadas.

Na figura A.V.5 estão representadas as isocrônicas de poro-pressões calculadas analiticamente por SCHIFFMAN e outros [74] e pelo Sistema CRISP, para a análise sem drenagem superficial, observando-se um aproximação muito boa dos resultados. Nesta figura, pode-se observar que a poro-pressão aumenta antes da sua total dissipação, na análise de superfície considerada impermeável. Tal fenômeno, conhecido como "expansibilidade das poro-pressões" (SCHIFFMAN e outros [74]) se dá nas regiões laterais do carregamento devido a uma redistribuição de poro-pressões no interior da massa de solo acarretada pela drenagem horizontal. Na figura A.V.3, também se pode observar o efeito da expansibilidade das poro-pressões para o ponto $x/a=2,0$, tanto no resultado analítico quanto no do Sistema CRISP. A "expansibilidade", entretanto, não deve ser confundida com o efeito de "Mandel-Cryer", pois ambos apresentam razões físicas bastante distintas.

Nos casos em que a superfície é drenante, é provável que ocorra o efeito de "expansibilidade", entretanto, sua área de influência é bem mais afastada da área carregada do que no caso de superfície impermeável. Conforme se pode verificar na figura A.V.6, observou-se o fenômeno para $x/a=2,0$ e $\tau=1,0$ seg. Nesta figura, observou-se também, uma aproximação muito boa dos resultados.

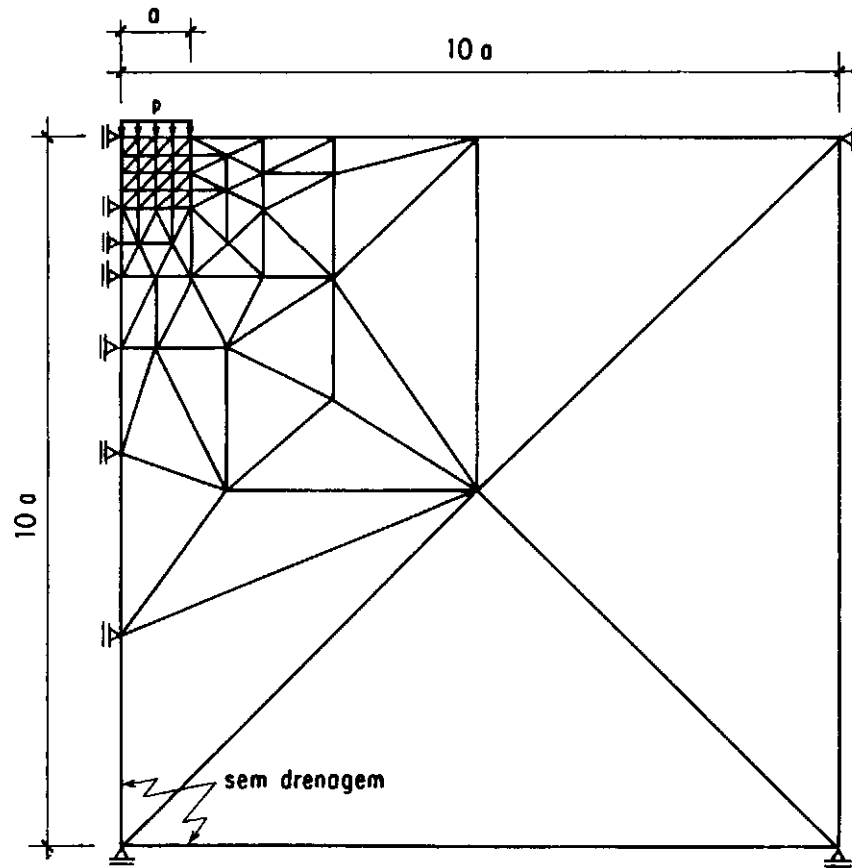


Fig. A.V.1 - A malha e as condições de fronteira utilizadas

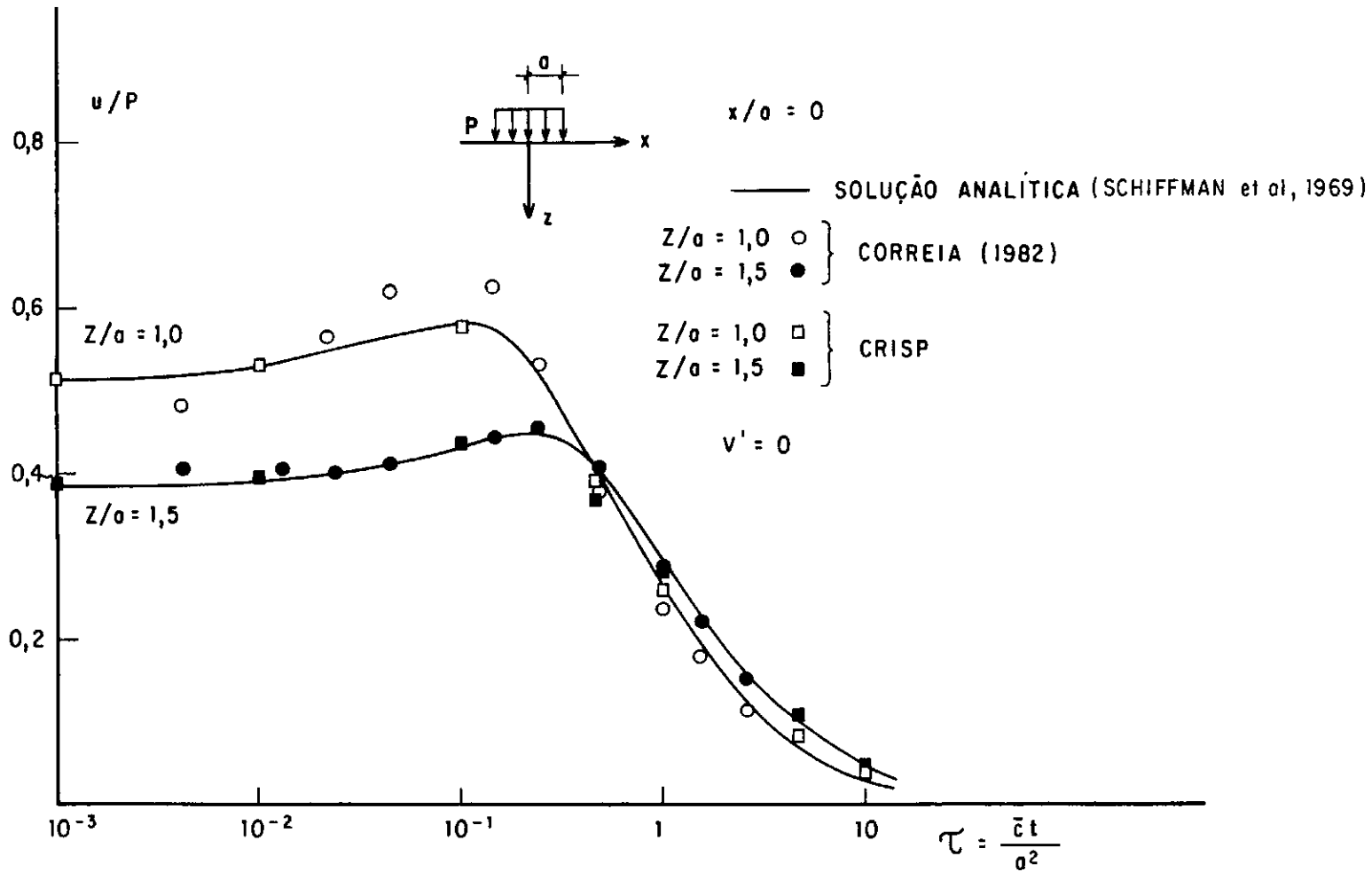


Fig. A.V.2 - Evolução das poro-pressões no eixo de simetria para $z/a = 1,0$ e $z/a = 1,5$

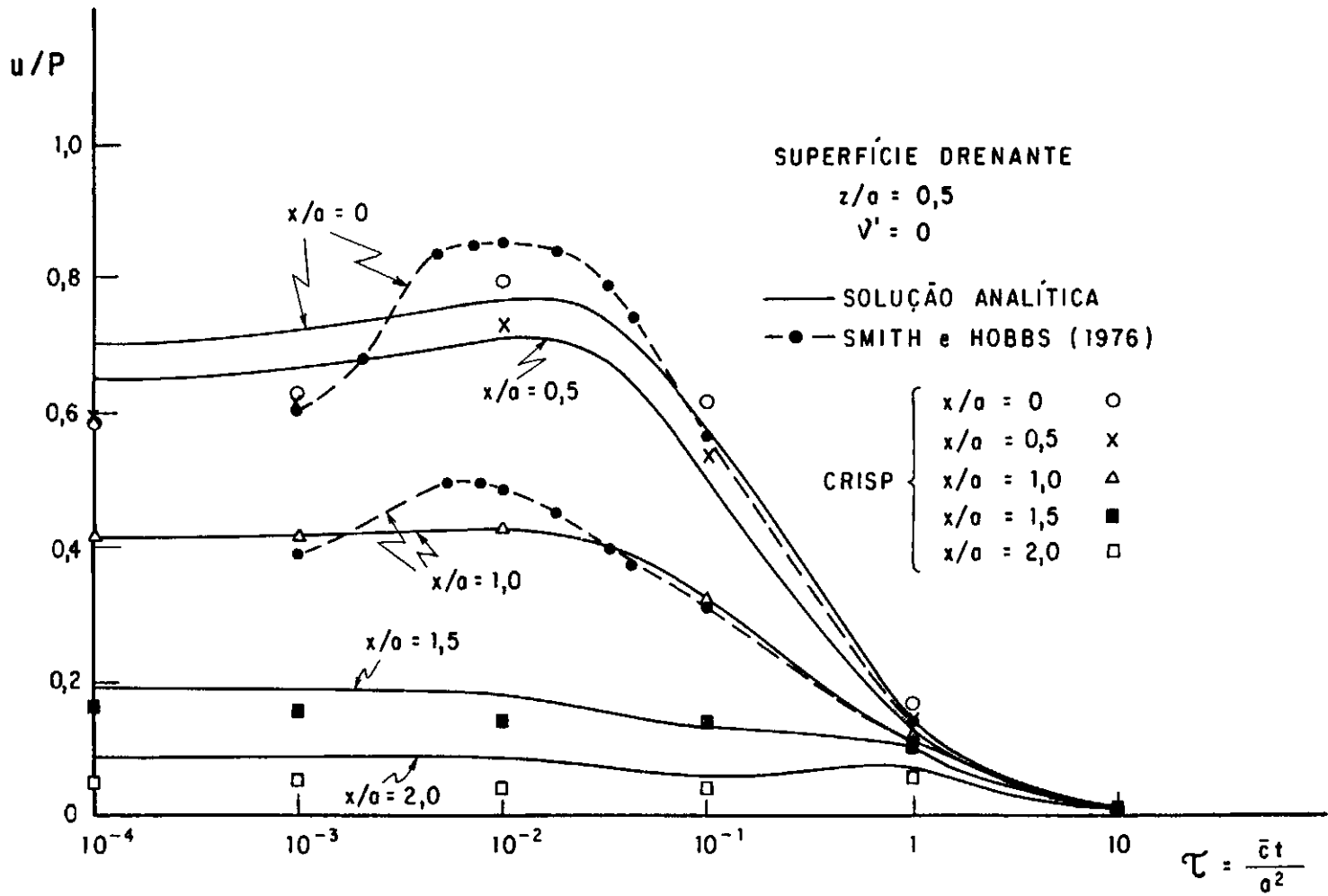


Fig. A.V.3 - Evolução das poro-pressões em relação à distância lateral para $z/a = 0,5$ com superfície de drenagem livre

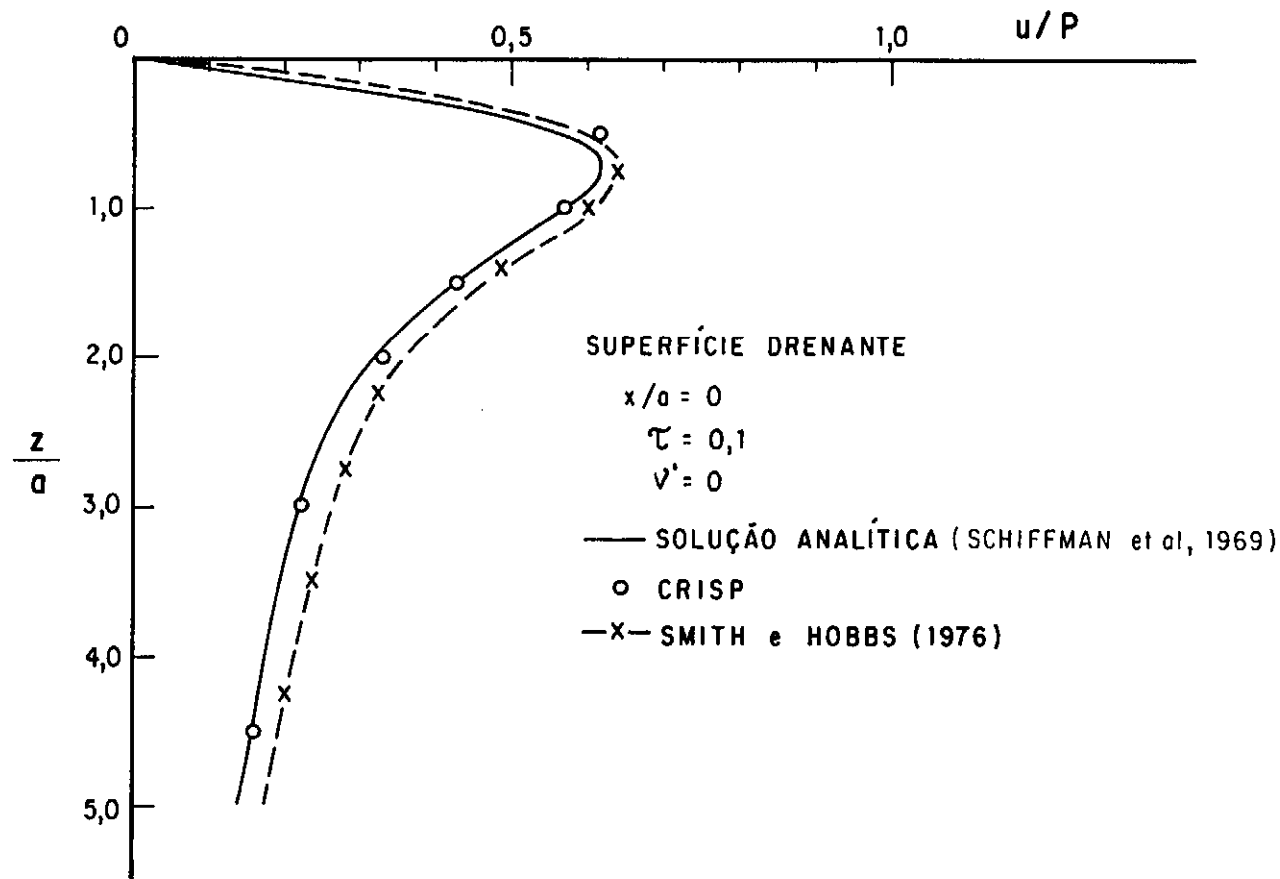


Fig. A.V.4 - Isócronas de poro-pressões com a profundidade

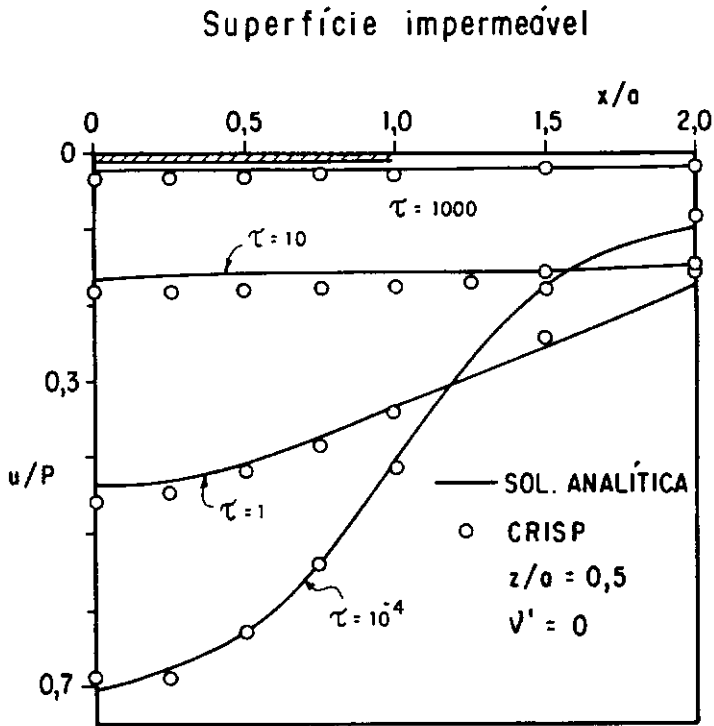


Fig. A.V.5 - Isócronas de poro-pressões com superfície impermeável

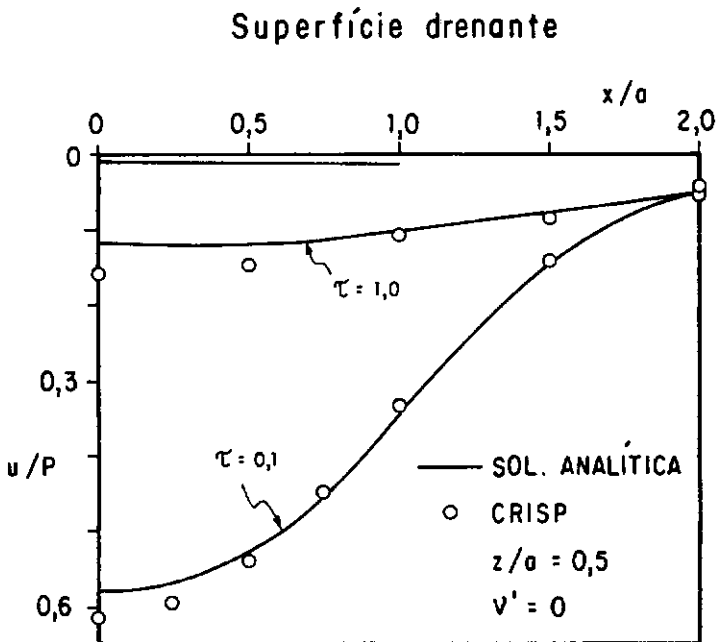


Fig. A.V.6 - Isócronas de poro-pressões com superfície drenante

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [¹] ABOSHI, H., "Measurement of Pore-water Pressure during Consolidation of Fine-grained Soils", *Bulletin of the Faculty of Engineers, Hiroshima University*, Vol. 4, nº 1, págs. 1-12, (1955).
- [²] ALMEIDA, M.S.S., "Análise Elasto-plástica de Túneis pelo Método dos Elementos Finitos", Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, (1977).
- [³] ALMEIDA, M.S.S., "Analysis of the Behavior of an Embankment on Soft Clay Foundation", *M.Phil. Thesis*, Cambridge University, (1981).
- [⁴] ALMEIDA, M.S.S., "The Undrained Behavior of the Rio de Janeiro Clay in the Light of Critical State Theories", *Revista Solos e Rochas*, vol. 5, nº 2, agosto (1982).
- [⁵] ALMEIDA, M.S.S., "Stage Constructed Embankments on Soft Clays", *Ph.D. Thesis*, Cambridge University Engineering Department, England, (1984).
- [⁶] ALMEIDA, M.S.S., Discussão, *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, vol. III, nº 2, pp. 253-256, Fevereiro (1985).
- [⁷] ALMEIDA, M.S.S., "Propriedades Geotécnicas da Argila Mole do Rio de Janeiro à Luz de Estados Críticos e Correlações Empíricas", VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Porto Alegre, Outubro, (1986).
- [⁸] ALMEIDA, M.S.S., BRITTO, A.M. & PARRY, R.H.G., "Numerical Modelling of a Centrifuged Embankment on Soft Clay", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 23, pp. 103-114, (1987).

- [⁹] ALMEIDA, M.S.S. & OLIVEIRA, E.B., "Cálculo de Ensaio Triaxiais Através de Modelos de Estados Críticos Utilizando Micro-Computador de 16 bits", a ser publicado no VIII Congresso Latino-Americano e Ibérico sobre Métodos Computacionais para Engenharia, de 3 a 5 Nov., Rio de Janeiro, (1987).
- [¹⁰] ALMEIDA, M.S.S. & ORTIGÃO, J.A.R., "Performance and Finite Elements Analysis of a Trial Embankment on Soft Clay", *Proceedings of the International Symposium on Numerical Models in Geomechanics*, Zurique, Suíça, pp. 548-558, (1982).
- [¹¹] AMADOR, E.S. & PONZI, V.R.A., "Evolução Geomorfológica da Baía da Guanabara no Quaternário", Instituto de Geociências, UFRJ, (1975).
- [¹²] ANTUNES, F.S., "Ensaio para Caracterização Geológica, Pedagógica, Mineralógica de Argilas do Rio de Janeiro", Relatório de Pesquisas, Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR), DNER, (1977).
- [¹³] ARAGÃO, C.J.G., "Propriedades Geotécnicas de alguns Depósitos de Argila Mole do Grande Rio", Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, PUC-RJ, (1975).
- [¹⁴] ATKINSON, J.H. & BRANSBY, P.L., "The Mechanics of Soils an Introduction to Critical State Soil Mechanics", McGraw Hill, (1978).
- [¹⁵] BASSET, R.H., DAVIES, M.C.R., GUNN, M.J. & PARRY, R.H.G. "Centrifugal Models to Evaluate Numerical Methods", *Proceedings International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, Suécia, vol. 1, pp. 557-562, (1981).
- [¹⁶] BIOT, M.A., "General Theory of Three-Dimensional Consolidation", *Journal of Applied Physics*, vol. 12, pp. 155-164, (1941).

- [¹⁷] BIOT, M.A., "Theory of Elasticity and Consolidation for a Porous Anisotropic Solid", *Journal of Applied Physics*, vol. 26, pp. 182-185, (1955).
- [¹⁸] BIOT, M.A., "Theory of Deformation of a Porous Viscoelastic Solid", *Journal of Applied Physics*, vol. 27, pp. 459-467, (1956).
- [¹⁹] BIOT, M.A., "General Solutions of the Equations of Elasticity and Consolidation for a Porous Material", *Transactions, Journal of the Applied Mechanics*, vol. 78, pp. 91-96, (1956).
- [²⁰] BOGOSSIAN, F. & LIMA, S.A., "Sobre os Limites de Consistência das Argilas Orgânicas", *Anais do 5º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos*, Vol. II, São Paulo, (1974).
- [²¹] BOLTON, M., "Guide to Soil Mechanics", MacMillan Ed., London, (1979).
- [²²] BRESSANI, L.A., "Contribuição ao Estudo Tensão-Deformação-Resistência da Argila de Sarapuí", *Tese de Mestrado*, Escola de Engenharia, UFRS, (1983).
- [²³] BRITTO, A.M., "CRISP-Plotting Program-User's Guide", Cambridge University Engineering Department, England, (1983).
- [²⁴] BRITTO, A.M. & GUNN, M.J., "Critical State Soil Mechanics via Finite Elements", *Ellis Horwood Limited (John Wiley & Sons)*, England, (1987).
- [²⁵] BROOKER, E.W. & IRELAND, H.O., "Earth Pressure at Rest Related to Stress History", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 2(1), pp. 1-15, (1965).

- [²⁶] CASAGRANDE, A., "An Unsolved Problem of Embankment Stability on Soft Ground", 1^a Conferência Pan Americana de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, vol. II, México, (1959).
- [²⁷] COLLET, H.B., "Ensaio de Palheta de Campo em Argilas Moles da Baixada Fluminense", Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, (1978).
- [²⁸] CORREIA, R.M.B.P., "Aplicação de Modelos Matemáticos ao Estudo de Aterros Construídos Sobre Solos Argilosos Moles", Tese para especialista do LNEC, Lisboa, (1982).
- [²⁹] COSTA FILHO, L.M., ARAGÃO, C.J.G., VELLOSO, P.P.C., "Características Geotécnicas de Depósitos Moles no Grande Rio de Janeiro", *Solos e Rochas*, vol. 8, nº 1, pp. 3-13, (1985).
- [³⁰] COSTA FILHO, L.M., COLLET, H.B., ANTUNES, F. e FONTOURA, S.A.B., "Características Geotécnicas de Argilas Moles do Rio de Janeiro", Relatório Parcial de Pesquisa, IPR/DNER (1976).
- [³¹] COSTA FILHO, L.M., GERSCOVICH, D.M.S., BRESSANI, L.A., THOMAZ, J.E., Discussão ASCE, *Journal of Geotechnical Engineering Division (JGED)*, vol. III, nº 2, pp. 259-262, (1985).
- [³²] COSTA FILHO, L.M., WERNECK, M.L.G. & COLLET, H.B., "The Undrained Strength of a Very Soft Clay", *Proc. 9th Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tóquio, vol. 1, (1977).
- [³³] COUTINHO, R.Q., "Características de Adensamento com Drenagem Radial e Vertical da Argila Cinza do Rio de Janeiro", Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, (1976).

- [³⁴] COUTINHO, R.Q., "Aterro Experimental Instrumentado Leva do à Ruptura sobre Solos Orgânicos-Argilas Moles da Barragem de Juturnaíba", Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, (1986).
- [³⁵] CRYER, C.W., "A Comparison of the Three-Dimensional Consolidation Theories of Biot and Terzaghi", *Quarterly Journal of Mechanics and Applied Mathematics*, vol. 16, nº 4, pp. 401-412, (1963).
- [³⁶] DE MELLO, V.F.B., "Aplicação de Índices Propriedades e Resultados de Exploração de Subsolo para Problemas de Engenharia de Solos", *Anais do International Symposium on Soil Mechanics*, Vol. 1, Oaxaca, México, (1959).
- [³⁷] DESAI, C.S., "Analysis of Consolidation by Numerical Methods", *Proc. of the Symposium on Recent Development in the Analysis of Soil Behavior and their Application to Geotechnical Structures*, University of New South Wales, General Session, pp. 143-179, (1975).
- [³⁸] DUNCAN, J.M. & CHANG, C.Y., "Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils", *JSMFD, ASCE*, vol. 96, pp. 1629-1653, (1970).
- [³⁹] FREITAS, JR., M.S., "Limites de Consistência: Correlações e Causas Principais de Erros de Interpretação", *Anais do 5º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos*, vol. II, São Paulo, (1974).
- [⁴⁰] GERSCOVICH, D.M.S., "Propriedades da Camada Ressecada do Depósito de Sarapuí", Tese de Mestrado, PUC-RJ, (1983).
- [⁴¹] GIBSON, R.E., KNIGHT, K., TAYLOR, P.W., "A Critical Experiment to Examine Theories of Three-Dimensional Consolidation", *Proceedings of the 4th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. 1, pp. 69-76, (1963).

- [⁴²] GIBSON, R.E. & McNAMEE, J., "The Consolidation Settlement of a Load Uniformly Distributed over a Rectangular Area", Proc. 4th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, vol. 1, pp. 297-299, (1957).
- [⁴³] GIBSON, R.E., SCHIFFMAN, R.L. & PU, S.L., "Plane Strain and Axially Symmetric Consolidation of a Clay Layer on a Smooth", Impervious Base, *Quart Journal Mech. Appl. Math.*, vol. 23, pp. 505-520, (1970).
- [⁴⁴] GUNN, M.J., "Contribution to discussion. Computer Application to Geotechnical Problems in Highway Engineering", Cambridge University, Engineering Department, Session 7, (1980).
- [⁴⁵] GUNN, M.J., "A Review of Numerical Methods for the Analysis and Design of Soft Ground Tunnels", Cambridge University Engineering Department, (1981).
- [⁴⁶] GUNN, M.J. & BRITTO, A.M., "CRISP-Users and Programmer's Manual", *Engineering Department, Cambridge University, Cambridge, Inglaterra*, (1981).
- [⁴⁷] HOULSBY, G.T., "The Use of a Variable Shear Modulus in Elastic-Plastic Models for Clays", *Computers and Geotechnics*, Inglaterra, pp. 3-13, (1985).
- [⁴⁸] IRONS, B.M., "A Frontal Solution Program for Finite Element Analysis", *Int. Journ. Num. Meth. Eng.*, vol. 2, pp. 5-32, (1970).
- [⁴⁹] LACERDA, W.A., COSTA FILHO, L.M., COUTINHO, R.Q. & DUARTE, E.R., "Consolidation Characteristics of Rio de Janeiro Soft Clay", *Proc. Conference on Geotechnical Aspects of Soft Clays*, Bangkok, pp. 231-244, (1977).

- [⁵⁰] LAMBE, T.W., "Predictions in Soil Engineering", *Geotechnique*, vol. 32(2), pp. 149-202, (1973).
- [⁵¹] LEITE, M.H.S. & SAYÃO, A.S.F.J., "Resultados de Ensaio Triaxiais com Diferentes Trajetórias de Tensão na Argila Mole de Sarapuí", Relatório Interno, Departamento de Engenharia Civil, PUC/RJ, Rio de Janeiro, (1981).
- [⁵²] LEROUEIL, S., MAGNAM, J.P., TAVENAS, F., "Ramblais sur Argiles Molles, LCPC et Technique et Documentacion (Lavoisier)", (1985).
- [⁵³] LINS, A.H.P. & LACERDA, W.A., "Ensaio Triaxiais de Compressão e Extensão na Argila Cinza do Rio de Janeiro em Botafogo", *Solos e Rochas*, vol. 3, nº 2, Agosto, (1980).
- [⁵⁴] McNAMEE, J. & GIBSON, R.E., "Plane Strain and Axially Symmetric Problems of the Consolidation of a Semi-Infinite Clay Stratum", *Quarterly Journal of Mechanics and Applied Mathematics*, vol. 13, pp. 210-227, (1960).
- [⁵⁵] MAGNAN, J.P., BECKEZIZ, A., HUMBERT, P. & MOURATIDIS, A. "Finite Element Analysis of Soil Consolidation with Special Reference to the Case of Strain Hardening Elastoplastic Stress-Strain Models", *Proc. of the 4th International Conf. on Num. Methods in Geomechanics*, Edmontoss, Canada, vol. 1, pp. 327-336, (1982).
- [⁵⁶] MAIR, R.J., "Centrifugal Modelling of Tunnel Construction in Soft Clay", *Ph.D. Thesis*, Cambridge University Engineering Department, Cambridge, Inglaterra.
- [⁵⁷] MANDEL, J., "Consolidation des Sols (Etude Mathematic)", *Geotechnique*, vol. 3, pp. 287-299, (1953).

- [⁵⁸] MANDEL, J., "Consolidation de Couches d'argiles", *Proc. 4th ICSMFE*, Londres, vol. 1, pp. 360-367, (1957).
- [⁵⁹] MATSUI, T. & ABE, N., "Multi-Dimensional Elasto-Plastic Consolidation Analysis by Finite Element Method", *Soils and Foundations*, vol. 21, N+ 1, pp. 79-95, (1981).
- [⁶⁰] MATSUI, T. & ABE, N., "Multi-Dimensional Consolidation Analysis of Soft Clay", *Proc. 4th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics*, Edmonton, Canadá, vol. 1, pp. 337-347, (1982).
- [⁶¹] MATSUI, T. & ABE, N., "Multi-Dimensional Consolidation Analysis of Clay Deposits Including Unloading-Reloading Process", *Proc. of 5th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics*, Nagoya, vol. 1, pp. 589-595, (1985).
- [⁶²] MITCHEL, J.K., "Fundamentals of Soil Behavior", *John Wiley & Sons*, New York, (1976).
- [⁶³] NAYLOR, D.J. & PANDE, G.N., "Finite Elements in Geotechnical Engineering", *Pineridge Press Ltd.*, Swancea, U.K., (1981).
- [⁶⁴] ORTIGÃO, J.A.R., "Aterro Experimental levado à Ruptura sobre a Argila Cinza do Rio de Janeiro", Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, (1980).
- [⁶⁵] ORTIGÃO, J.A.R. & ALMEIDA, M.S.S., "Stability and Deformation of Embankments on Soft Clay, to be published by Technomic Publishing", New Jersey, USA.
- [⁶⁶] ORTIGÃO, J.A.R. & COLLET, H.B., "A Eliminação de Erros de Atrito em Ensaios de Palheta", *Solos e Rochas*, vol. 9, nº 2, pp. 33-45, (1986).

- [⁶⁷] ORTIGÃO, J.A.R., WERNECK, M.L.G. & LACERDA, W.A., "Embankment Failure on Clay Near Rio de Janeiro", *ASCE, Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 109, nº 2, pp. 1460-1479, (1983).
- [⁶⁸] PARRY, R.H.G., "Triaxial Compression and Extension Tests on Remoulded Saturated Clay", *Geotechnique*, vol. 10, pp. 166-180, (1960).
- [⁶⁹] PARRY, R.H.G. & NADARAJAH, V., "Observations in Laboratory Prepared Lightly Overconsolidated Kaolin", *Geotechnique*, vol. 24, pp. 345-357, (1973).
- [⁷⁰] ROSCOE, K.H. & BURLAND, J.B., "On the Generalised Stress-strain Behavior of Wet Clay", In *Engineering Plasticity*, (J. Heyman e F.A. Leckie, eds.) Cambridge University Press, pp. 535-609, (1968).
- [⁷¹] ROSCOE, K.H. & SCHOFIELD, A.N., "Mechanical Behavior of an Idealised "Wet Clay", 2nd. European Conf. Soil Mechanics, pp. 47-54, (1963).
- [⁷²] ROSCOE, K.H. & SCHOFIELD, A.N. e WROTH, C.P., "On the Yielding of Soils", *Geotechnique*, vol. 8, pp. 22-55, (1958).
- [⁷³] SAYÃO, A.S.F.J., "Ensaio de Laboratório na Argila Mole da Escavação Experimental de Sarapuí", Tese de Mestrado, PUC-RJ.
- [⁷⁴] SCHIFFMAN, R.L., CHEN, A.T.F. e JORDAN, J.C., "An Analysis of Consolidation Theories", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, vol. pp. 285-312, (1969).
- [⁷⁵] SCHOFIELD, A.N., e WROTH, C.P., "Critical State Soil Mechanics", McGraw Hill, London, (1968).

- [⁷⁶] SENEVIRATNE, H.N., "Deformations and Pore Pressure Dissipation Around Shallow Tunnels in Soft Clay", *Ph.D. Thesis*, Cambridge University, Cambridge, Inglaterra, (1979).
- [⁷⁷] SIMON, R.M., LADD, C.C. & CHRISTIAN, J.T., "Finite Element Program FEECON for Undrained Deformation Analysis of Granular Embankments on Soft Clay Foundations", MIT Research Report 72-9, Soils Publication, no. 294, 99 pp.
- [⁷⁸] SIMPSON, B., "Finite Element Computations in Soil Mechanics", *Ph.D. Thesis*, Cambridge University Engineering Department, (1973).
- [⁷⁹] SLOAN, S.W. e RANDOLPH, M.F., "Automatic Element Reordering for Finite Element Analysis with Frontal Solution Schemes", *Int. Journal of Numerical Methods in Engineering*, vol. 19, pp. 1153-1181, (1983).
- [⁸⁰] SMITH, I.M., "Programming the Finite Element Method with Application to Geomechanics", John Wiley & Sons Ltd., (1982).
- [⁸¹] SMITH, I.M. & HOBBS, R., "Biot Analysis of Consolidation Beneath Embankments", *Geotechnique*, vol. 26, nº 1, pp. 149-171, (1976).
- [⁸²] TAVENAS, F., "Some Aspects of Clay Behavior and their Consequences on Modelling Techniques", ASTM, STP 740, pp. 667-677, (1981).
- [⁸³] TAYLOR, R.N., "Ground Movements Associated with Tunnels and Trenches", *Ph.D. Thesis*, Cambridge University Engineering Department, Cambridge, Inglaterra, (1976).

- [⁸⁴] THOMPSON, A.S., "Application of Finite Elements to Plane-Strain Deformation and Consolidation of Soils", *Ph.D. Thesis*, Engineering Department Cambridge University, Cambridge, (1976).
- [⁸⁵] VALLIAPAN, S., "Continuum Mechanics Fundamental", A.A. Balkema, Rotterdam, (1981).
- [⁸⁶] WROTH, C.P., "The Predicted Performance of Soft Clay Under a Trial Embankment Loading Based on the Cam-clay Model", In *Finite Elements in Geomechanics*, Edited por G.Gudehus, John Wiley & Sons, Cap. 6, pp. 191-208, (1977).
- [⁸⁷] WROTH, C.P. & SIMPSON, B., "An Induced Failure of a Trial Embankment: part II Finite Element Computations", *Proceedings Conference on the Performance of Earth and Earth Supported Structures*, ASCE, pp. 65-79, (1972).
- [⁸⁸] YUDHBIR, MATHUR, S.K. e KUGANATHAN, V., "Critical State Parameters", *Journal of Geotechnical Engineering Division*, (JGED), vol. 104, pp. 497-501, (1978).
- [⁸⁹] ZIENCKIEWICZ, D.C., "The Finite Element Method, McGraw-Hill, (1977).
- [⁹⁰] ZYTYNSKI, M., "First Year Research Report", Cambridge University Engineering Department, (1976).